



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción
INGENIERIA CIVIL

**Modelo y Análisis de una estructura metálica de 20 niveles con
sistemas de masas sintonizadas.**

Trabajo Monográfico Elaborado por:

Br. López Vanegas, Rosa Elena.
Br. Méndez Riso, Gripdia Selena.

Sometido a la:
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
Como requisito para optar al título de:
Ingeniero Civil

Tutor:
Sampson Munguía, Alberto.

Managua, Nicaragua – 2018

Resumen

El presente documento contiene la información básica necesaria del análisis de un edificio con un sistema de masas sintonizados colocados en la parte superior del mismo, este trabajo pretende mostrar que es posible reducir los desplazamientos de una estructura de mediana altura mediante sistemas no convencionales de diseño sísmico, el cual puede ser incluido como una opción viable en nuestro país.

En el capítulo 1 se encuentra la introducción referente a la sismicidad de nuestro país, la justificación correspondiente del porque utilizar el sistema de masas sintonizadas, así como antecedentes de los primeros autores que desarrollan la teoría concerniente a los amortiguadores de masa sintonizados, también están los objetivos planteados a partir de la información disponible.

En el capítulo 2, se desarrolla el marco teórico, la clasificación principal de los sistemas, así como los métodos más comunes de análisis lineal de amortiguadores de masas sintonizadas.

El capítulo 3 contiene la modelación del sistema de masas dentro de la estructura por medio del software SAP 2000, así como las cargas aplicadas y el desarrollo del método utilizado para el análisis lineal del sistema montado en el edificio.

Los resultados obtenidos por medio del análisis del edificio tanto de forma manual como por el programa anteriormente mencionado se encuentran detallados en el capítulo 4, posteriormente se procedió a la realización de las conclusiones y recomendaciones concernientes al análisis en el capítulo 5.

INDICE

CAPITULO I: GENERALIDADES

4.1. INTRODUCCIÓN.	2
4.2. ANTECEDENTES.	4
4.3. JUSTIFICACIÓN.	7
4.4. OBJETIVOS.	9
1.1.1 OBJETIVO GENERAL.	9
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.	9

CAPITULO II: MARCO TEORICO.

2.1. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SISMORRESISTENTE.	11
2.2. CAUSAS Y EFECTOS DE LA VIBRACIÓN ESTRUCTURAL.	13
2.3. REDUCCIÓN DE LA VIBRACIÓN ESTRUCTURAL.	14
2.4. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIÓN.	16
2.4.1. SISTEMAS DE CONTROL PASIVO.	16
2.4.1.1. Sistemas de aislación.	17
2.4.1.1.1. Aisladores elastomericos	17
2.4.1.1.2. Aisladores deslizantes y de fricción.	18
2.4.1.2. Disipadores de energía.	18
2.4.1.2.1. Disipadores activados por desplazamientos.	18
Disipadores metálicos	19
Disipadores friccionales:	19
Disipadores de extrusión de materiales:	20
2.4.1.2.2. Disipadores activados por velocidad	20
Disipadores fluido-viscosos	20
Muros con amortiguadores viscosos	21
2.4.1.2.3. Disipadores activados por desplazamiento y velocidad.	21
Dispositivos viscoelásticos sólidos	21
2.4.1.2.4. Disipadores activados por movimiento.	22
2.4.2. SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO.	23
2.4.3. SISTEMAS DE CONTROL HIBRIDO.	24
2.4.4. SISTEMAS DE CONTROL SEMIACTIVO.	25
2.5. TEORÍA BÁSICA SOBRE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADOS.	26
2.6. CLASIFICACIÓN DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADOS.	28
2.6.1. AMORTIGUADORES DE MASA PENDULARES	29
2.6.2. AMORTIGUADORES SOBRE AISLADORES	29
2.6.3. AMORTIGUADORES SOBRE AISLADORES Y DESLIZADORES.	30
2.7. PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOS AMORTIGUADORES DE MASA.	31
2.8. ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE DISEÑO DE UN AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA.	34
2.8.1. MÉTODO PRESENTADO POR SADEK (ET. AL. 1996)	34
2.8.2. AMS PARA ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.	35
2.8.3. MÉTODO DE SADEK PARA N-GRADOS DE LIBERTAD.	36

2.8.4. AMORTIGUADORES DE MASAS SINTONIZADAS EN SERIE CON DOS GRADOS DE LIBERTAD.	37
2.8.4.1. Funcionamiento del AMS.	40
2.8.4.2. Transferencia de Energía.	40
2.8.4.2.1. Balance de Energía Cinética.	41
2.8.4.2.2. Balance de energía en la condición de resonancia entre la parte superior o inferior.	42
2.8.4.2.3. Balance perfecto de energía de deformación.	44

CAPITULO III: MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO.	48
3.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.	50
3.2.1. CARGA MUERTA	50
3.2.2. CARGA VIVA Y CARGA VIVA REDUCIDA.	50
3.3. CARGAS ASIGNADAS A LA ESTRUCTURA.	50
3.4. CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD TORSIONAL DEL EDIFICIO.	51
3.4.1. CENTRO DE MASAS POR PISO.	52
3.4.2. CENTRO DE RIGIDEZ POR PISO.	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
3.4.3. EXCENTRICIDAD TORSIONAL ESTÁTICA	55
3.5. APLICACIÓN DEL REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN RNC-07	56
3.5.1. CONDICIONES DE REGULARIDAD SEGÚN EL RNC-07	56
3.5.2. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA SEGÚN EL RNC-07.	59
3.5.3. ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO:	60
3.5.4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN POR TIPO DEL SUELO, S:	60
3.5.5. MÉTODO MODAL ESPECTRAL	60
3.5.5.1. Espectro para diseño sísmico:	60
3.5.6. CONSIDERACIONES FINALES PARA EL REALIZAR EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.	62
3.6. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL SOFTWARE SAP2000.	63
3.6.1. ESPECTRO DE DISEÑO	67
3.6.2. COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.	70
3.6.2.1. Participacion Modal de las cargas.	71
3.6.2.2. Periodos de vibracion para los primeros 45 modos.	72
3.6.2.3. Razones de participacion modal de los primeros 25 modos y sumatoria total.	72
3.6.2.4. Revision de desplazamientos de la estructura.	74

CAPITULO IV: ANALISIS DE LA ESTRUCTURA INCLUYENDO EL SISTEMA DE MASAS SINTONIZADAS.

4.1. PROCEDIMIENTO PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LOS AMS A COLOCAR EN LA ESTRUCTURA.	78
4.2. SINTONIZACIÓN DE LA MASA CON EL 1%.	78
4.3. DETERMINACIÓN MATRICIAL DE LA OPTIMIZACIÓN DE LA MASA.	80
4.4. CALCULO DEL BALANCE ENERGÉTICO.	92
4.4.1. BALANCE DE ENERGÍA CINÉTICA.	92

4.4.2. BALANCE DE ENERGÍA EN LA CONDICIÓN DE RESONANCIA ENTRE LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR.	94
4.4.3. BALANCE PERFECTO DE ENERGÍA DE DEFORMACIÓN.	95
4.5. IDEALIZACIÓN DEL AMS MODELADO EN EL SOFTWARE SAP2000.	97
4.6. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA EN SAP2000 INCLUYENDO AMS.	100
4.6.1. DETERMINACIÓN DE LA UBICACIÓN OPTIMA DEL AMS EN LA PARTE SUPERIOR DEL EDIFICIO.	100
4.6.1.1. Primera comprobación experimental de la posición de los AMS.	100
4.6.1.2. Segunda comprobación experimental de la posición de los AMS.	102
4.6.1.3. Tercera comprobación experimental de la posición de los AMS..	105
4.6.2. UBICACIÓN OPTIMA DEL AMS EN LA ESTRUCTURA.	107

CAPITULO V: COMPARACION DE RESULTADOS.

5.1. PERIODO DE LA ESTRUCTURA.	112
5.2. DESPLAZAMIENTOS CON Y SIN AMS.	113

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CONCLUSIONES:	117
RECOMENDACIONES.	119

BIBLIOGRAFÍA

ANEXO A

ANEXO B

ANEXO C

CAPITULO I: GENERALIDADES

4.1. Introducción.

El diseño sismo-resistente posee tres sistemas principales para la protección de las edificaciones; siendo estos el diseño por disipación, diseño por ductilidad y el diseño por resistencia. El diseño por resistencia es el de uso más clásico ya que en este los elementos que conforman la estructura son los que resisten las cargas tanto gravitacionales como laterales a la que se somete el edificio; lo que hace que estos elementos tengan una falla parcial para la liberación de la energía absorbida.

El diseño por ductilidad permite a la estructura alcanzar deformaciones en el rango elástico para la disipación de la energía sísmica absorbida sin necesidad de comprometer en gran manera los elementos que la componen. El diseño por disipación propone el uso de sistemas externos a la estructura que se ligan a la misma, pero como su nombre lo indican disipan de diferentes maneras la energía absorbida.

Dentro del desarrollo de nuestro país el diseño sismo-resistente ha tenido un gran avance en la búsqueda e implementación de una configuración óptima para obtener un mejor comportamiento ante el actuar de las cargas sísmicas; pero todo esto se ha logrado a partir del diseño por resistencia de los elementos. En pleno siglo XXI el uso de sistemas de protección que permitan brindar mayor confort a la población debería ser uno de los objetivos de los diseñadores estructurales.

Por tanto, se ha propuesto el uso de sistemas de disipación de energía dentro de los cuales se encuentra los sistemas pasivos y activos. Estos sistemas son comprendidos por la aislación de base y el amortiguamiento ya sea a base de amortiguadores metálicos, viscosos, sistemas sintonizados, etc., que son ligados a la estructura y permiten la disipación de energía.

Dentro de estos sistemas se encuentran los sistemas sintonizados; estos constan de elementos externos a la estructura principal que son llevados a vibrar en sintonía con esta para lograr la reducción de los desplazamientos. Estos sistemas han tenido diferentes aplicaciones a lo largo de la historia, en el presente

documento se evalúa su comportamiento en un edificio de 20 niveles con el fin de observar si brinda una reducción significativa en los desplazamientos experimentados por el actuar de las fuerzas sísmicas que son las más consideradas en el diseño de estructuras en nuestro país.

4.2. Antecedentes.

En el diseño de estructuras, al principio se consideran los efectos gravitatorios y las cargas adicionales debidas a las sobrecargas según el uso de los edificios. Las cargas de viento y/o los sismos, las cuales nunca son estáticas o gravitacionales, se deben considerar y modelar de tal manera que reproduzcan la situación real. Por lo tanto, el estudio de la respuesta debe de tener en cuenta estos efectos.

Al igual que en Nicaragua existen otros países en el mundo que han sido afectados por grandes sismos en los últimos años como lo son Chile, México, Perú, Japón, Estados Unidos entre otros; la ingeniería sísmica desarrollada en estos países ha realizado importantes avances en las últimas décadas desarrollando una serie de conceptos innovadores que permiten proteger de mejor manera las construcciones, sus ocupantes y sus contenidos, frente a la acción sísmica u otras del tipo dinámico (aislamiento sísmico, disipación pasiva de energía, control activo y semi-activo de estructuras).

En este caso se hace referencia al concepto de amortiguadores de masas sintonizados (AMS) que se utilizó por primera vez en el año 1909 por Frahm para reducir las vibraciones y balanceos de los buques.

Numerosos estudios de optimización han sido realizados en función de la cantidad de masa, el grado de amortiguamiento y la relación de frecuencia. Entre los más destacados se citan el de Den Hartog (1928), amortiguamiento para cargas armónicas y un grado de libertad, Warburton (1982) para cargas armónicas y ruido blanco. Y Sadek et al. (1997) para determinar los parámetros óptimos frente a cargas sísmicas.

Refiriéndose a la utilización de AMS en la ingeniería sísmica se suman al ya citado trabajo de Sadek et al, el de Sladek y Klingner (1983) sistemas de amortiguamiento para limitar el desplazamiento de edificios altos y el trabajo de Bekdas y Nigeli (2013) que utiliza el algoritmo harmony search para optimizarla

relación de frecuencias y la cantidad de amortiguamiento en función de la relación de masas.

Hasta la fecha los AMS han sido instalados en un gran número de estructuras. La primera estructura en la cual un AMS fue instalado es el Centrepont Tower en Sídney, Australia.

Existen dos edificios en los Estados Unidos equipados con AMS, uno de ellos el Citicorp Center en la ciudad de Nueva York y el otro es la Torre John Hancock en Boston. El edificio Citicorp Center tiene una altura de 279 m y tiene un periodo fundamental de alrededor de 6.5 s con un radio de amortiguamiento inherente del 1% a lo largo de cada eje. El amortiguador de masas sintonizadas se encuentra localizado en el piso 63 en la cúspide de la estructura, este tiene una masa de 366 toneladas y cerca del 2% de la masa modal efectiva del primer modo, y fue 250 veces más grande que cualquier otro amortiguador de masas sintonizadas existente en el periodo de su instalación. Diseñado para ser biaxialmente resonante en la estructura del edificio con un periodo de funcionamiento variable, con un amortiguamiento lineal ajustable desde 8% hasta un 14%, y un desplazamiento máximo relativo, el amortiguador fue diseñado esperando que reduzca cerca de un 50% de la amplitud dominio del edificio.

Dos amortiguadores fueron adicionados a la Torre John Hancock de 60 pisos en Boston para reducir la respuesta por las cargas de viento. Los amortiguadores se encuentran en los extremos opuestos del piso 58, con 67 m de separación, y movidos para contrarrestar el desplazamiento, así como la torsión debido a la forma del edificio. El peso de cada uno de los amortiguadores es de 2700 KN y consisten en una caja de acero rellena de plomo con 5.2 m² y 1 m de profundidad que se apoya en una placa de 9 m de largo. El peso de la caja es lateralmente restringido por resortes rígidos anclados a las columnas interiores del edificio y controlado por cilindros servo-hidráulicos, se desliza de atrás hacia delante en un soporte hidrostático que consiste en una fina capa de aceite que es forzada a pasar a través de los agujeros en la placa de acero.

La Torre Chiba Port (Completada en 1986) fue la primera torre en Japón en ser equipada con un amortiguador de masas sintonizadas, es una estructura de acero de 125 m de altura, un peso de 1950 toneladas métricas y una planta en forma de rombo con un largo de 15 m. En el primer y segundo modo los periodos estaban entre de 2.25 s y 0.51 s, respectivamente para la dirección "x", para la dirección "y" 2.7s y 0.57s. El amortiguamiento para el modo fundamental es aproximadamente de 0.5%. Los radios de amortiguamiento proporcionales a las frecuencias son asumidos para los demás modos en el análisis. El propósito del AMS es incrementar el amortiguamiento para el primer modo para ambas direcciones x e y, El amortiguador tiene un radio de masa respecto a la masa modal de cerca de 1/120 pulg en la dirección "x" y 1/80 pulg para la dirección "y", los periodos en las direcciones x e y son de 2.24 s y 2.72 s, respectivamente; un amortiguamiento de 15% por parte del amortiguador. El desplazamiento máximo relativo del amortiguador en lo que respecta a la torre es en ambas direcciones. Las reducciones de alrededor de 30% hasta 40% en el desplazamiento del piso superior y se espera una reducción de 30% en los momentos máximos de flexión. (Yefi Cárcamo, 2011).

Los 102 metros que tiene la antena de acero ubicada en la parte superior del Canadian National Tower en Toronto (553m de alto incluyendo la antena), requirió la instalación de dos amortiguadores de masa sintonizada para prevenir las deflexiones excesivas de la antena cuando la estructura del edificio se encuentre sometida bajo cargas de viento. Los amortiguadores de masas sintonizadas se ubicaron a una altura de 488m y 503m. El sistema de disipación de energía fue diseñado por Nicolet, Carrier, Dressel y Associates, Ltda., con la colaboración de Vibron Acoustics. Los AMS fueron sintonizados con el segundo y cuarto modo de vibrar. (Yefi Carcamo, 2011).

4.3. Justificación.

La mayoría de los edificios en Managua podían verse afectados por la ruptura de fallas locales, es importante evaluar nuevas estrategias para reducir los daños causados a las edificaciones evitando de ser posible el colapso en caso de sismos severos y así salvaguardar la vida de los ocupantes.

En el país se han utilizado en edificios modernos sistemas estructurales sismorresistentes tales como marcos rígidos, sistemas tipo cajón, sistemas duales entre otros, aun así, en la búsqueda de la optimización de las estructuras en otros países durante los últimos años se ha utilizado un sistema denominado “Diseño Sismorresistente mediante Sistemas de control de respuesta” O “Diseño Sismorresistente mediante Sistemas de Control de Vibraciones”.

Estos sistemas tienen como objetivos, evitar la resonancia en la estructura y reducir la demanda de los elementos principales que la conforman por medio de la disipación de la energía de entrada.

La implementación de dichos sistemas se encuentra limitada por los elevados costos de mantenimiento y de construcción de estos, pero dada la necesidad de construir edificios capaces de brindar seguridad, comodidad y alivio al temor causado por los movimientos sísmicos debería ser una de las razones primordiales para el uso de estos en los edificios.

Entre la clasificación de los sistemas encontramos dos grupos principales, los sistemas de control activos y pasivos, en el presente documento se desarrolla y analiza el funcionamiento de un sistema pasivo denominado “Sistema de Amortiguadores de Masas Sintonizados por sus siglas en ingles TMD, pero nos referiremos al sistema con las siglas en español AMS ” a excepción de los objetivos que estaban previamente planteados en el protocolo, este será aplicado a un modelo de un edificio de 20 niveles para poder valorar su desempeño ante la acción de fuerzas sísmicas y observar el comportamiento de la estructura, en base a dicho resultado promover o no el uso de esta nueva alternativa para la protección de edificios de importancia en nuestro país.

Este sistema ha demostrado ser efectivo para reducir la vibración del viento (Mcnamara 1977; Kenny 1984) y también para resistir fuerzas sísmicas (Kaynia et. al. 1998).

Sin bien es cierto que nuestro país se encuentra en vías de desarrollo es importante garantizar a los futuros inversionistas la protección y calidad de las estructuras construidas en estos tiempos y así impulsar el nivel de confianza de estos.

4.4. Objetivos.

1.1.1 Objetivo General.

- Realizar el análisis del comportamiento de una estructura de 20 niveles por el método de sistemas de masas sintonizadas.

1.1.2 Objetivos Específicos.

- Hacer uso del software SAP 2000 como herramienta de apoyo en el análisis estructural de un modelo estructural de 20 niveles.
- Analizar la respuesta entre una estructura convencional y una estructura con amortiguadores de masas sintonizados (TMD).
- Determinar una configuración óptima de los amortiguadores de masa sintonizados para el control de desplazamientos en el sistema estudiado.

CAPITULO II: MARCO TEORICO.

2.1. Sistemas de Protección Sismorresistente.

El diseño sismorresistente convencional tiene por objetivo crear una estructura lo suficientemente resistente para absorber y disipar energía de una manera estable por un largo número de ciclos. Dicha energía es disipada en regiones de rotulas plásticas dúctiles que se encuentran ubicadas normalmente sobre las vigas y columnas que conforman el sistema, una rotula plástica no es más que una región de daño concentrado del pórtico de gravedad. (Sistemas de protección sísmica de estructuras, 2011)

El diseño convencional es apropiado para ciertos casos, sin embargo, existen estructuras que es de vital importancia que continúen en funcionamiento luego del actuar del sismo por lo que su diseño se basara en que los elementos que forman parte de ella disipen energía sin necesidad de entrar en el rango inelástico, lo cual se traduce a contar con elementos más robustos o con mayor resistencia elevando así los costos de construcción. Debido a esto la ingeniería estructural ha desarrollado técnicas innovadoras para mejorar el desempeño y la vida útil de las edificaciones y otras estructuras de importancia en la vida cotidiana de la población.

Estos procedimientos de diseño alternativo han sido desarrollados con la incorporación de sistemas de protección sismorresistentes en la estructura, estos dispositivos pueden tomar la forma de sistemas de aislación sísmica o dispositivos suplementarios de disipación de energía (Dr. Genner Villarreal Castro, 2009).

El equilibrio energético según Genner (2009) que se presenta en un sistema estructural durante un sismo puede expresarse de la siguiente manera:

$$E = E_k + E_s + E_h + E_d \quad \text{ec.2.1}$$

Fuente: Genner (2009)

Donde:

E = Energía de entrada del movimiento sísmico.

E_K = Energía Cinética.

E_S = Energía de deformación elástica recuperable.

E_H = Energía irrecuperable, disipada por el sistema estructural a través de la inelasticidad u otras formas de acción.

E_D = Energía disipada por los dispositivos de amortiguamientos suplementarios.

La energía de entrada E , representa el trabajo hecho por la fuerza de corte total en la cimentación debido al desplazamiento del terreno y contienen el efecto de las fuerzas de inercia de la estructura.

En el diseño convencional, el desempeño estructural aceptable está acompañado de la ocurrencia de deformaciones inelásticas. El cual tiene el efecto de incrementar la energía E_h y también tiene un efecto indirecto. Cuando ocurren deformaciones inelásticas resulta en el sistema estructural, la modificación de la energía de entrada. En efecto, el incremento de la flexibilidad actúa como filtro, el cual refleja una porción de la energía sísmica. El resultado significativo es que tiende a reducir la aceleración y reduce las deformaciones en regiones alejadas de las rotulas plásticas. (Genner, 2009)

En el aislamiento sísmico se provee a la estructura de un sistema capaz de proporcionar flexibilidad y capacidad de absorción de energía. La flexibilidad sola, típicamente expresada por un periodo del orden de dos segundos, es suficiente para reflejar una mayor porción de la energía sísmica para que la acción inelástica no ocurra. Este sistema es útil y se encuentra limitado a la respuesta del desplazamiento y a evitar la resonancia. Por otro lado, para los sismos con gran cantidad de periodos largos no es posible brindar flexibilidad suficiente para reflejar un gran porcentaje de energía sísmica, en estos casos se hace necesario el uso de los dispositivos de disipación de energía.

Los dispositivos de disipación de energía trabajan en el mejoramiento de la respuesta sísmica, estos son incorporados a la estructura y disipan energía por

medio de desplazamiento, velocidad, fricción, fluencia de metales o acción visco elástica en materiales poliméricos.

La adición de sistemas de disipación de energía incrementa la rigidez y/o resistencia de la estructura.

2.2. Causas y efectos de la vibración estructural.

La seguridad de las estructuras expuestas a cargas gravitacionales estándar y cargas dinámicas adicionales inducidas por sismos, vientos u otras causas naturales, es objeto de investigación de numerosos campos científicos.

El interés en la investigación es estimulado adicionalmente por el desafío de diseñar y construir estructuras más altas. Estas estructuras son bastante flexibles y su prestación con estabilidad dinámica representa una tarea bastante compleja. En adición, el confort de los ocupantes de estas estructuras es un requerimiento que particularmente debe ser respetado por los ingenieros. (Montanaro, 2001)

La respuesta de la estructura a la excitación depende del método de aplicación, la localización de la fuerza de excitación o movimiento y las características dinámicas de la estructura tales como sus frecuencias naturales y nivel de amortiguación inherente (Consideraciones generales de dinámica estructural).

Existen dos factores que controlan la amplitud y la frecuencia de vibración en una estructura: la excitación aplicada y la respuesta de la estructura a esa excitación en particular. Al cambiar tanto la excitación como las características dinámicas de la estructura cambiara también la vibración experimentada.

Por esto la complejidad en el diseño estructural sísmico no solo está en determinar el comportamiento dinámico de la estructura sino también de lo impredecible del fenómeno sísmico y de las intensidades que este puede alcanzar, las cuales pueden estar dentro o fuera del intervalo usado en el diseño.

En términos generales, pueden establecerse como objetivos del diseño sísmico:

- Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura.
- Que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura.
- El estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña posibilidad de ocurrencia.

Estos objetivos son alcanzados al darle a la estructura la capacidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno. Esto implica, otorgarle a la estructura una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración, que posea resistencia a cargas laterales suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad. (Enrique Bazán y Roberto Meli, Diseño sísmico de edificios, 2013).

La seguridad dinámica de las estructuras flexibles puede ser difícilmente lograda si estas no poseen una capacidad suficiente de disipación de energía dinámica de entrada. Estas estructuras no son capaces sostener y controlar enteramente la energía de entrada, son caracterizadas por una alta vulnerabilidad y riesgo permanente de una parcial o completa falla.

Por esto se hace necesaria la construcción de mecanismos adicionales que permiten alcanzar la capacidad requerida para el control dinámico.

2.3. Reducción de la vibración estructural.

El nivel de vibración en una estructura puede ser atenuado reduciendo tanto la excitación como la respuesta de la estructura a esta. La respuesta estructural puede ser alterada por un cambio en la masa o rigidez de la estructura, al mover la fuente de excitación a otro lugar o incrementando el amortiguamiento en la estructura.

Naturalmente, un análisis cuidadoso es necesario para predecir todos los efectos de cualquier cambio ya sea tanto en cualquier etapa del diseño como una modificación en la estructura existente.

Es necesario analizar la vibración de las estructuras con el fin de predecir las frecuencias naturales y la respuesta a la excitación esperada. Las frecuencias naturales de la estructura deben ser analizadas dado que si la estructura es excitada en una de sus frecuencias naturales esto podría provocar una resonancia, obteniendo así altas amplitudes de vibración y ampliación de esfuerzos dinámicos. Para entender mejor el comportamiento que presentara la estructura se realizan modelos con el fin de obtener sus frecuencias naturales.

La derivación a un modelo simple matemático para representar la dinámica real de la estructura no es fácil, si el modelo es para obtener información realística y beneficiosa.

Por lo tanto, el análisis de la vibración puede ser abordado convenientemente adoptando los siguientes tres pasos:

- Crear un modelo matemático o físico de la estructura para su análisis.
- Obtener las ecuaciones de movimiento del modelo.
- Evaluar la respuesta de la estructura a una excitación relevante y específica.

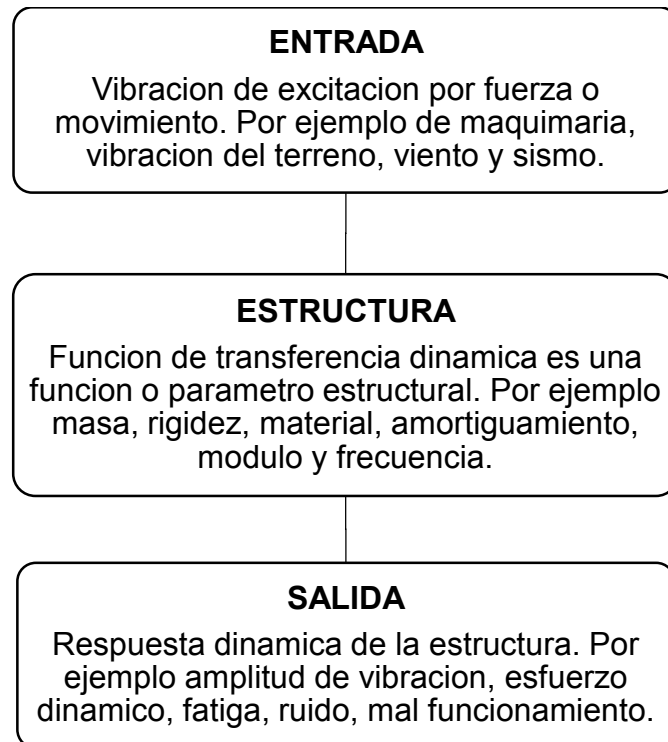


Fig. 2.1 Causas y efectos de la vibración estructural. Structural Vibration-Analysis and Damping.

2.4. Clasificación de los sistemas de control de vibración.

Los sistemas de control de vibraciones han tenido un incremento en su aplicación tanto para edificios altos como para estructuras menores, simplemente porque gran parte de estos posibilitan su adaptación a estructuras existentes para garantizar un mejor desempeño de las mismas. Su funcionamiento consiste en permitir la entrada de la energía sísmica a la estructura y disiparla por medio de desplazamientos, fluencia de elementos metálicos y amortiguamiento, logrando así una disminución de la energía que disipa la estructura por sí misma.

Los sistemas de control de vibraciones se clasifican según la fuente de energía que utilizan para su funcionamiento en:

2.4.1. Sistemas de control pasivo.

Son aquellos que no poseen una fuente de energía externa para su funcionamiento ya que trabajan a partir de la absorción de parte de la energía de excitación sísmica, de viento, vibraciones externas, etc.; que se introduce en la

estructura, su función es brindar ductilidad y amortiguamiento para modificar las frecuencias fundamentales de vibración alejándolas de las frecuencias presentes en la excitación. Dentro de estos mismos se pueden identificar tres grupos: aisladores, disipadores de energía y sistemas sintonizados.

2.4.1.1. Sistemas de aislación.

Este consiste en no apoyar directamente la estructura sobre el terreno sino sobre aisladores que desacoplen el movimiento del suelo con respecto al de la estructura, reduciendo la respuesta sísmica. La aislación basal tiene dos principios fundamentales que son la flexibilización y el aumento del amortiguamiento, logrando reducir las aceleraciones y concentrando el desplazamiento en el sistema de aislación con la contribución de la amortiguación (Tesis Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos, Jaime Andrés Arradiaga Rosas).

Según el tipo de mecanismo usado para su funcionamiento los aisladores pueden ser de mecanismos flexible, deslizantes y combinación de ambos. Dentro de estos tenemos los siguientes:

2.4.1.1.1. Aisladores elastomericos

Están compuestos por láminas de acero y caucho las cuales se encuentran vulcanizadas entre sí, Debido a su composición estos aportan una gran rigidez vertical y rango alto de desplazamiento horizontal.



Fig. 2.2 Aislador Elastomerico.

2.4.1.1.2. Aisladores deslizantes y de fricción.

Estos utilizan una superficie de deslizamiento, típicamente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE) sobre la que se soporta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente del suelo. Este sistema disipa energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo.

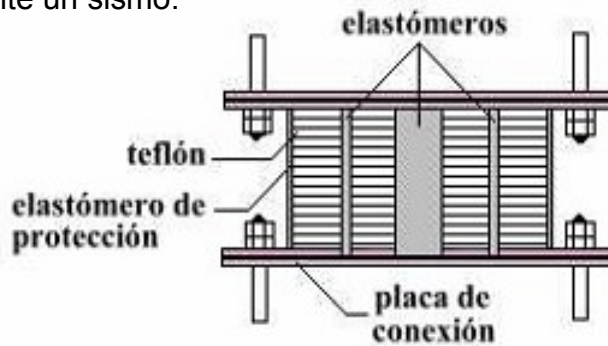


Fig. 2.3 Aislador deslizante y de fricción.

2.4.1.2. Disipadores de energía.

A diferencia de los aisladores estos no evitan la entrada de las fuerzas y movimientos sísmicos transmitidos a partir del suelo hacia la estructura. Estos dispositivos son diseñados para disipar la energía entregada por sismos, fenómenos de viento fuerte u otras sollicitaciones dinámicas, lo que permitirá proteger elementos estructurales y no estructurales mediante el aumento en la amortiguación o de rigidez en las edificaciones. Estos dispositivos pueden trabajar de manera independiente o en conjunto con otros.

Su clasificación depende de la forma de activación que poseen:

2.4.1.2.1. Disipadores activados por desplazamientos.

Se activan por medio de los desplazamientos relativos de los extremos del dispositivo, inducidos por los movimientos de la estructura durante un terremoto. Estos dispositivos disipan energía a través la deformación plástica de sus componentes o mediante la fricción entre superficies especialmente diseñadas para estos fines. Entre ellos encontramos los dispositivos metálicos, friccionales, de extrusión de materiales y los sistemas autocentrantes.

Disipadores metálicos: utilizan la plasticidad del acero para disipar la energía de entrada, los elementos que lo conforman se ven expuestos a esfuerzos por flexión, corte, torsión o combinación de ellos hasta que alcanzan su estado de fluencia. Generalmente su comportamiento es estable, confiable y a largo plazo. Entre ellos tenemos el disipador metálico tipo ADAS el cual permite darle mayor rigidez y amortiguamiento a la estructura a través de la disipación de energía por medio de la deformación plástica uniforme de sus placas de acero.

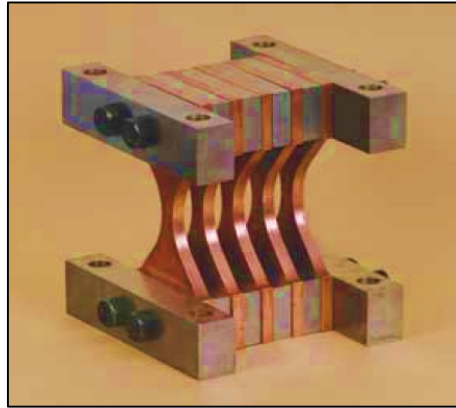


Fig. 2.4 Disipador metálico tipo ADAS. (Protección sísmica de estructuras, 2011)

Disipadores friccionales: su funcionamiento se basa en la fricción provocada entre dos superficies de contacto que se encuentran bajo presión. El mecanismo se activa a partir de una carga determinada la cual es regulable a partir de la presión ejercida por pernos a través de una llave dinamométrica.

Una de las desventajas de su aplicación es la incertidumbre que existe en cuanto a su activación a partir de una carga y del coeficiente de fricción de la velocidad, la presión normal y las condiciones de las superficies de contacto.

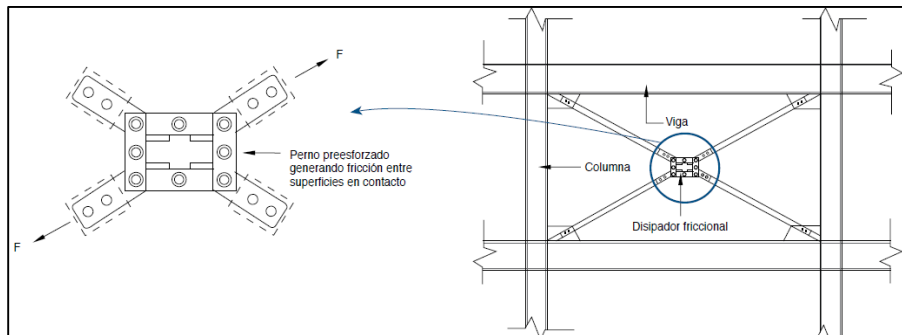


Fig. 2.5 Disipador Friccional. (Protección sísmica de estructuras, 2011).

Disipadores de extrusión de materiales: en estos dispositivos se hace pasar bajo la acción de la presión un material termoplástico (generalmente plomo) por un orificio con forma más o menos compleja, de manera tal, y continua que el material adhiera una sección transversal igual a la del orificio. La desventaja del uso de estos dispositivos es el incremento de la probabilidad de esfuerzos residuales una vez terminado el sismo.

2.4.1.2.2. Disipadores activados por velocidad

Se activan a partir de las velocidades relativas de los extremos del dispositivo, inducidos por los movimientos de la estructura durante el sismo. Estos sistemas sísmicamente añaden amortiguamiento a las estructuras, sin afectar su rigidez lateral.

Estos disipadores permiten brindar protección a las estructuras durante sismos de baja, mediana y gran intensidad.

Disipadores fluido-viscosos: tienen la propiedad de reducir simultáneamente los esfuerzos y las deflexiones de la estructura, esto debido a que la variación de su fuerza depende únicamente de la velocidad la cual es inherente y fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexibilidad de la estructura.

Los disipadores de fluido viscoso son mecanismos llenos de fluido el cual debe de pasar a través de orificios con diámetros, longitudes e inclinaciones especialmente determinadas para controlar el paso del fluido, estos deben de mantenerse en servicio durante grandes periodos de tiempo sin mantenimiento.

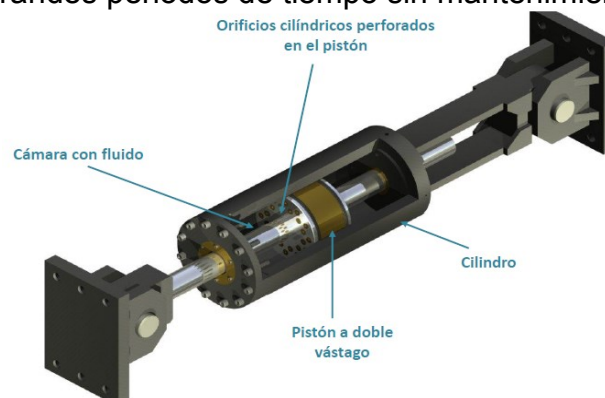


Fig. 2.6 Disipador Viscoso. (Protección sísmica de estructuras, 2011)

Muros con amortiguadores viscosos: son conocidos como SAVE cuyo nombre proviene de “Shimizu Asphaltic Visco Elastic Damper”, está compuesto por múltiples capas que van alternando placas de acero y material visco elástico, que son insertados dentro de los muros de edificio, los materiales visco elásticos se deforman y absorben energía reduciendo así las vibraciones.

Este sistema es efectivo para reducir la respuesta de vibración del edificio causada no solo por vientos, sino también por sismos moderados. El amortiguador se conecta al muro por su parte inferior y a la viga por su parte superior.

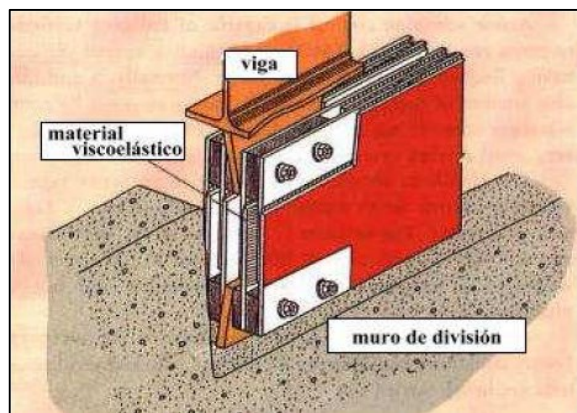


Fig. 2.7 Muro con amortiguador viscoso. (Protección sísmica de estructuras, 2011)

2.4.1.2.3. Disipadores activados por desplazamiento y velocidad.

Se activan a partir de la acción combinada de los desplazamientos y velocidades relativas de los extremos, inducidos por los movimientos de la estructura producidos durante un terremoto. Estos sistemas típicamente añaden, simultáneamente; amortiguamiento y rigidez a las estructuras.

Dispositivos viscoelásticos sólidos: están formados con chapas metálicas unidas con capas finas de material visco elásticos, su acción disipativa se basa en el aumento del amortiguamiento estructural.

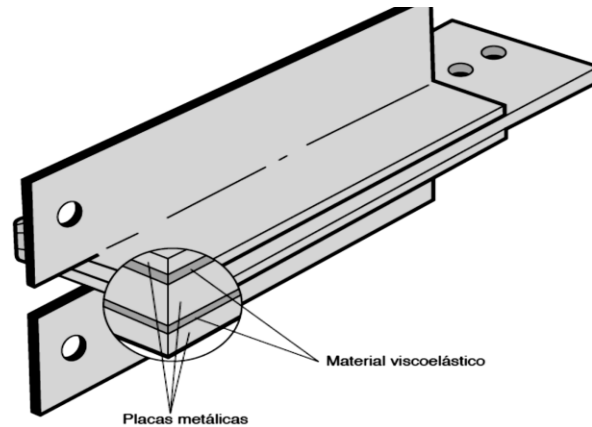


Fig.2.8 Disipador Viscoelástico sólido. (Protección sísmica de estructuras, 2011)

2.4.1.2.4. Disipadores activados por movimiento.

Consisten en amortiguadores de masa sintonizadas, que son dispositivos que utilizan una gran masa (rígida o no), colocada normalmente en la parte superior del edificio. Los valores de la masa se determinan para que, la frecuencia natural fundamental de la estructura y de esta forma obtener un sistema con menor rigidez que el modo propio fundamental, pero con un amortiguamiento más importante que el de este.

Una de las importantes ventajas de la masa sintonizada es que ellos pueden ser instalados sin modificaciones del esquema resistente de la estructura. La mayoría está compuesta por una masa auxiliar soportada por apoyos de goma multiplataforma, los cuales son usados como resortes que al mismo tiempo se deforman suavemente en una dirección horizontal. También se ha propuesto el uso de tanques de agua en lugar de grandes masas de concreto o acero, sintonizando la frecuencia de vibración de la estructura con la frecuencia del amortiguador de masa líquido. Otro tipo de amortiguador de masa consta de una estructura de cuatro columnas y vigas que suspenden una masa deslizante desde las cuatro columnas del marco, haciendo uso de la teoría del péndulo. Las columnas cuentan con resortes en espiral adheridos en sus superficies interiores estos son usados para ajustar la frecuencia natural por medio de orificios de conexión taladrados en los tirantes los cuales permiten cambiar los resortes.

Una de las desventajas del uso de estos dispositivos es que su efectividad se reduce a una banda estrecha de frecuencias cercanas al periodo fundamental del edificio y pueden presentarse situaciones en las que el edificio se sitúe fuera de su periodo fundamental, como en los casos siguientes:

- En un edificio esbelto se pueden manifestar con distinta intensidad modos de vibración diferentes al fundamental, en función de las características de la excitación.
- Durante sismos severos la estructura puede llegar a comportarse plásticamente, alargando el periodo de la estructura y aportando una pérdida de sintonía con el dispositivo.

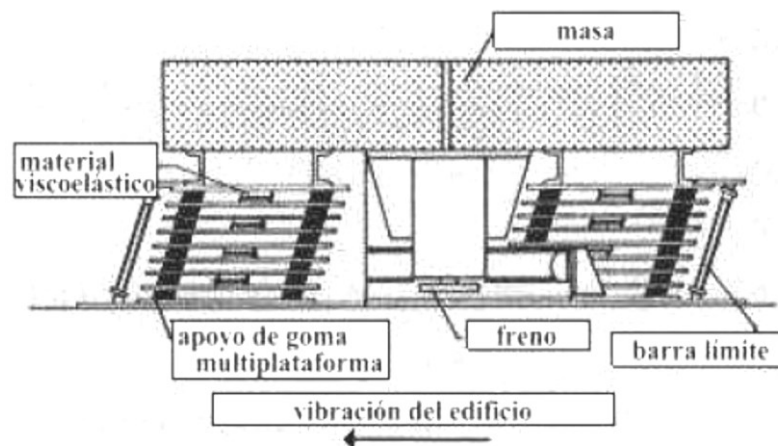


Fig. 2.9 Amortiguador de masa sintonizada.

2.4.2. Sistemas de control activo.

Un sistema de control activo consiste en sensores situados en la propia estructura empleados para medir las variables correspondientes a la excitación externa, o variables de la respuesta estructural, o ambos tipos. Por medio de estos sensores se calculará la fuerza a aplicar por el sistema de actuadores para contrarrestar los efectos sísmicos, dichos actuadores son alimentados por fuentes de energía externa para ejercer las fuerzas necesarias.

Un ejemplo de este tipo de sistema es el Active Mass Damper (AMD) el cual usa una masa auxiliar móvil usualmente inferior al 1% de la masa total de la estructura y es instalada en una de las últimas plantas del edificio con el actuador conectado a ella.

En comparación con los sistemas pasivos los sistemas activos presentan numerosas ventajas:

- Mayor efectividad en el control de respuesta estructural.
- Efectividad menos sensible a las condiciones locales del suelo y a las características del sismo.
- Aplicación ante diversos eventos: vientos y sismos.
- Selección de los objetos de control.

Pero también se presentan desventajas de su uso:

- Elevados costos de mantenimiento y operación.
- Dependencia de las fuentes de energía para su funcionamiento.
- La respuesta dinámica de edificios con muchos grados de libertad y un posible comportamiento lineal resulta imprevisible.

2.4.3. Sistemas de control híbrido.

Resultan de la combinación de sistemas de control pasivos y activos, debido a que el control se consigue a partir de la actuación de un dispositivo pasivo los sistemas híbridos suponen mejoras con respecto a los sistemas activos, tales como:

- En caso de falla del sistema activo que lo conforma, aunque de forma menos efectiva, el sistema pasivo sigue ejerciendo funciones de control.
- Los requerimientos energéticos son inferiores.

Un ejemplo de estos sistemas es el Híbrido Mass Damper (HMD), este dispone de una masa oscilante pasiva que por sí misma reduce la respuesta del edificio y un aislamiento de base con control activo el cual mejora la eficiencia del sistema y además le brinda mayor robustez frente a cambios dinámicos que puede enfrentar la estructura.



Fig. 2.10 Amortiguador híbrido de masa sintonizada.

2.4.4. Sistemas de control semiactivo.

Tienen un esquema de funcionamiento muy similar a los sistemas activos, diferenciándose de estos en que el control estructural se obtiene a partir de dispositivos de carácter reactivo, cuyas características mecánicas (rigidez y amortiguamiento) son controlables, lo cual permite modificar las propiedades dinámicas de la estructura con costos energéticos muy reducidos.

Algunas técnicas empleadas por el control semiactivo son:

- La fricción variable.
- El movimiento de masas de líquido en el interior de tanques (Tuned Sloshing Dampers), o columnas dentro del edificio (Tuned Liquid Column Dampers).
- La incorporación de dispositivos hidráulicos de rigidez o amortiguamiento variable.
- Amortiguadores con fluidos de viscosidad controlable a partir de campos eléctricos o magnéticos.

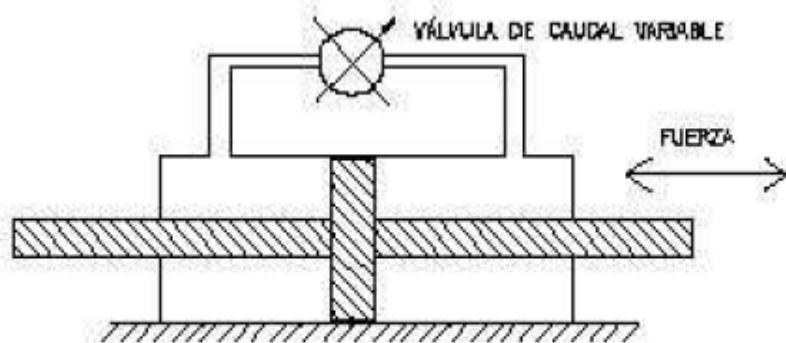


Fig. 2.11 Dispositivo para control semiactivo.

2.5. Teoría básica sobre amortiguadores de masa sintonizados.

Para el diseño de estructuras, en principio, se consideran los efectos gravitatorios y las cargas adicionales debidas a las sobrecargas según el uso del edificio. Cuando la estructura demanda una protección adicional para fuerzas ambientales como el viento, mareas y sismos, la solución para la tipología estructural empleada se puede encontrar en los sistemas de aislación y control de vibraciones y así aumentar la vida útil de una edificación además de reducir desde el punto de vista estructural periodos naturales elevados que conllevan a grandes desplazamientos por cargas dinámicas en particular sismos.

Al incluir sistemas de disipación de energía en las estructuras de gran altura se puede corregir adecuadamente sus propiedades, de manera que la respuesta dinámica sea compatible con las necesidades estructurales. La modificación de la rigidez, la masa o el amortiguamiento es un camino para solucionar esos problemas (los grandes desplazamientos antes mencionados). Al modificar la rigidez y la masa se logra una variación de las frecuencias propias que desintonizan la estructura del rango de frecuencias donde la energía espectral es preponderante. El incremento de amortiguamiento es en ingeniería sísmica un hecho asociado al propósito de aumentar artificialmente la ductilidad, con la finalidad de disipar energía en forma controlada y estable, reduciendo la respuesta

estructural dinámica (Bozzo y Barbat, Diseño sismo resistente de edificios, Barcelona2000).

La alternativa que se propone en este caso es la disipación de la energía que ingresa a la estructura a través de amortiguadores sísmicos que pueden ser incorporados sin mayores inconvenientes a la estructura. La verificación analítica y experimental de la transferencia de energía de un sistema principal excitado externamente a otro sistema secundario no excitado, acoplado al primero, dio origen a los Amortiguadores de masa sintonizados (Mechanical Vibrations, Den Hartog 1985). Después de su invención por Frahm en 1909, el concepto de amortiguadores de masa sintonizada ha atraído la atención de investigadores de diferentes campos para su aplicación en el control de vibraciones causadas por diferentes tipos de fuerzas.

El modelo dinámico que define a la estructura protegida sísmicamente se muestra en la figura siguiente.

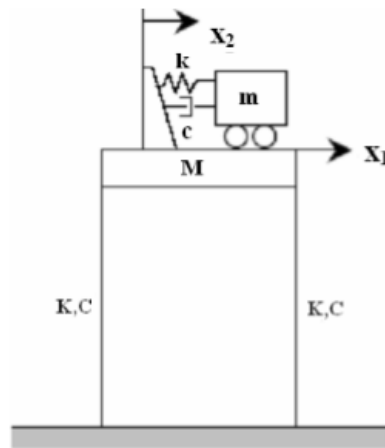


Figura 2.12 Modelo dinámico de la estructura plana amortiguada. Fuente: Bassotti, 2004.

El amortiguador de masa sintonizado es una herramienta ingenieril que consiste en una masa, un resorte y un amortiguador colocados en el sistema vibrante principal para atenuar la vibración no deseada a una frecuencia determinada. La frecuencia natural del amortiguador se sintoniza con la frecuencia natural del

sistema principal provocando que el amortiguador vibre en resonancia, disipando la energía absorbida a través de los mecanismos de amortiguamiento del AMS (Ambrosini 2004). Si bien poseen una base conceptual sencilla, la incorporación práctica a estructuras de los amortiguadores sintonizados es a menudo compleja, estando su aplicabilidad y rendimiento muy limitados por problemas tecnológicos y por las variables de diseño particulares de cada caso.

El sistema de masas sintonizadas se presenta como una de las formas más eficaces y de bajo costo para el mejoramiento de la seguridad de estructuras existentes. Por ello, el diseño y aplicación eficiente de este tipo de amortiguadores sísmicos pasivos, tanto a estructuras construidas como en proyecto, constituye un “refuerzo estructural” en el sentido de disminución de la probabilidad de falla o colapso estructural.

El comportamiento del dispositivo queda definido por la cantidad de masa asignada, la frecuencia a la cual se sintoniza y el amortiguamiento empleado. La determinación de los valores óptimos de estos parámetros en función de diferentes objetivos (disminución de desplazamientos máximos, distorsiones de piso, corte basal, etc.) y para distintos tipos de excitación (armónica, ruido blanco, etc.) ha sido estudiada por varios autores (Warburton, 1982; Fujino y Abe, 1993; Bekdaş y Nigdeli, 2011).

Otro factor que resulta influyente sobre el desempeño del AMS es la variación de las propiedades dinámicas, tanto en la estructura principal como en el dispositivo, respecto de los valores determinados en la etapa de diseño. Este efecto es conocido como desintonizado, y se puede observar en estructuras que incursionan en rango inelástico o sufren algún tipo de daño, con la consecuente disminución de su frecuencia fundamental.

2.6. Clasificación de amortiguadores de masa sintonizados.

Esta clasificación se ha realizado basados en las diferentes disposiciones del sistema en edificios existentes, es decir según se requería en cada caso.

2.6.1. Amortiguadores de masa pendulares

Estos a su vez se pueden subdividir en; péndulo simple cuando el periodo de vibración depende solo del largo del mismo, su clara desventaja es el espacio requerido para su instalación, existen casos en que la cuerda es una barra rígida y se utilizan dos masas una de las cuales deberá estar apoyada en el piso, existen además péndulos de rodillo y péndulo de múltiples etapas el cual reduce el espacio vertical necesario a la mitad.

Entre ventajas que se observan al utilizar los péndulos de rodillos se tiene que causan bajo impacto arquitectónico al no modificarse el diseño original del edificio en su totalidad, este es un sistema aplicable a la rehabilitación estructural trabajan con un gasto inicial y posteriormente no se necesita mantenimiento, poseen alta durabilidad, al ser un sistema pasivo no requiere de un constante monitoreo digital.

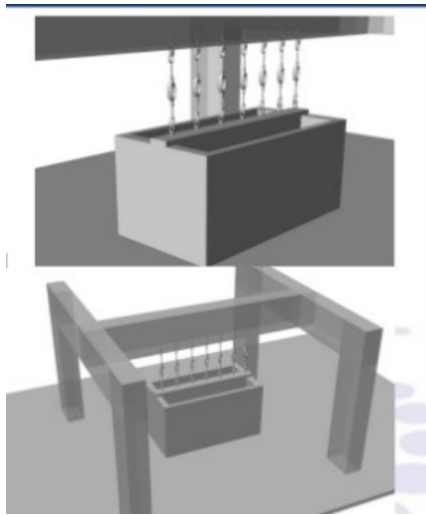


Figura 2.13 Modelo de amortiguador de masa pendular.

Fuente: congreso asociación de ingenieros.

2.6.2. Amortiguadores sobre aisladores

Los cuales consisten en un bloque de hormigón sobre aisladores elastómeros estos trabajan para periodos de 0 a 0.9 segundos en edificios con altura media, para desplazamientos de masa de hasta 50 cm, este dispositivo agrega amortiguamiento a la masa agrega estabilidad a la estructura a un bajo costo.

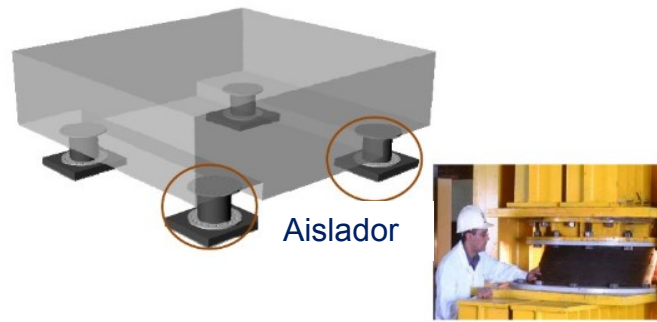


Figura 2.14 Amortiguador de masa sobre aisladores.

Fuente: Protección Sísmica de Edificios. Documentos técnicos.

2.6.3. Amortiguadores sobre aisladores y deslizadores.

La variación en este sistema radica en la inclusión de deslizadores, este, trabaja para periodos entre 1 y 1.25 segundos y para desplazamientos de masa de 1m, la función de los aisladores es proveer rigidez y amortiguamiento y la de los deslizadores es soportar el peso del AMS y aportar amortiguamiento.

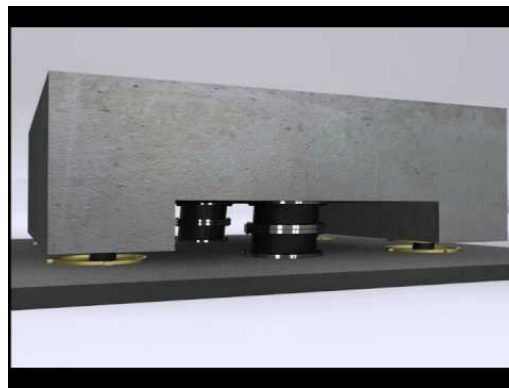


Figura 2.15 Amortiguador de masa sobre aisladores y deslizadores.

Fuente: congreso asociación de ingenieros.

2.7. Parámetros de diseño de los amortiguadores de masa.

Por medio de los amortiguadores de masa es posible la reducción de deformaciones de la estructura con el objeto de proteger el sistema estructural intentando mantener en el rango elástico donde no sufre daños significativos.

Aunque el concepto básico de diseño del AMS es bastante simple, los parámetros (masa, amortiguamiento, y rigidez) del sistema AMS deben ser obtenidos a través de procedimientos de diseño óptimos para lograr un mejor cumplimiento en el control (Chen 2005).

Las características principales de un AMS son sus razones de frecuencia, masa y amortiguamiento, siendo estos los parámetros principales tenemos que:

- La razón de frecuencia “ f ” es definida como la relación entre la frecuencia fundamental del AMS “ ω_t ” y la frecuencia de la estructura “ ω_0 ”, Sadek (1997).

$$f = \frac{\omega_t}{\omega_0} \quad (\text{ec.2.2})$$

- La razón de masa no es más que la relación entre masa del AMS y la masa total de la estructura. Según Sadek (1997)

$$\mu = \frac{m}{M} \quad (\text{ec.2.3})$$

Donde M es la masa total para una estructura con un grado de libertad, o la masa generalizada para un determinado modo de vibración de una estructura de varios grados de libertad calculada para una unidad de factor de participación modal.

- Villaverde demuestra que, para carga sísmica, la relación de amortiguamiento del AMS debe ser igual a la relación de amortiguamiento estructural más un término que depende de la relación de masa y del desplazamiento modal del punto donde se encuentra ubicado el AMS. Sadeck (1997)

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_t} \quad (\text{ec.2.4})$$

Es de suma importancia tomar en cuenta algunos criterios de optimización de los parámetros de diseño de los AMS, estos son:

- Desplazamiento mínimo de la estructura principal (seguridad estructural).
- Rigidez dinámica máxima de la estructura principal.
- Mínima trayectoria de la masa amortiguada con respecto a la estructura principal.
- Mínima aceleración de la estructura principal (confort y funcionalidad).

(Ambrosini,Cutiño y Rebeco; 2004).

Las expresiones utilizadas para optimizar los parámetros de los AMS para una excitación de ruido blanco de un sistema principal no amortiguado de un grado de libertad, asumiendo como criterio de optimización la minimización del desplazamiento serian, según Warburton (1982)

$$f_{opt} = \frac{\sqrt{I + \frac{\mu}{2}}}{I + \mu} \quad (\text{ec.2.5})$$

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{\mu(I + \frac{3\mu}{4})}{4(I + \mu)(I + \frac{\mu}{2})}} \quad (\text{ec.2.6})$$

Donde f_{opt} es el cociente de frecuencias entre la frecuencia del AMS y la frecuencia de la estructura, μ es la relación de masa (masa del AMS/masa de la estructura) y ζ_{opt} es la relación de amortiguamiento del AMS.

Existen diferentes estudios acerca de los efectos de los parámetros óptimos de los AMS “ f ” y “ ζ ” para reducir la respuesta de estructuras ante cargas sísmicas para una determinada razón de masa μ ; Kaynia et. Al. (1981), usaron un conjunto de 48 acelerogramas sísmicos para investigar los efectos de los AMS en la

respuesta del modo fundamental. Ellos encontraron que la reducción óptima de la respuesta se alcanza para $f=1$ y cuando aumenta el periodo y amortiguamiento de la estructura disminuye la eficacia de los AMS. Sladek y Klingner (1983) usaron el método Den Hartog (1985) para seleccionar los parámetros f y ξ de un AMS situado en el último piso de un edificio de 25 pisos. La base del método Den Hartog es minimizar la respuesta para carga sinusoidal, que en un sistema no amortiguado se obtienen los siguientes parámetros para un AMS. Las formulas siguientes corresponden a Den Hartog (1985).

$$f = \frac{1}{(1+\mu)} \quad \text{y} \quad \xi = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad \text{ec.2.7a) y (ec.2.7b)}$$

Los AMS sólo pueden ser sintonizados a una sola frecuencia estructural. Para sistemas de N grados de libertad, la efectividad es mayor cuando la estructura oscila alrededor de un modo predominante. Puede ocurrir que los desplazamientos correspondientes al primer modo de la respuesta se reduzcan considerablemente, mientras que los desplazamientos de los modos altos se incrementen cuando el número de pisos aumenta. Esta dificultad se soluciona colocando varios AMS que cubren una banda de frecuencias (MAMS).

Por otro lado, la asimetría estructural y por ende los efectos torsionales son la causa principal de colapso en varias estructuras sometidas a acciones sísmicas. En este sentido la colocación de amortiguadores pasivos en ubicaciones adecuadas permite reducir los efectos torsionales. Según Goel (et al 2001), para el caso de amortiguadores del tipo viscoso ha sido demostrado que la ubicación óptima es tal que la excentricidad de las fuerzas de amortiguamiento es igual, pero de signo contrario, a la excentricidad estructural. Sin embargo, de acuerdo a Bassotti (2004), para el caso de AMS todavía se encuentra en discusión la ubicación óptima y la cantidad de AMS a utilizar, en su investigación publicada en 2004 obtuvo las siguientes conclusiones:

- Resulta de fundamental importancia sintonizar el AMS con la primera frecuencia predominantemente torsional para reducir los esfuerzos relacionados. Como esta

frecuencia normalmente no coincide con el primer flexo torsional, resulta evidente que, cuando se quiere controlar ambas respuestas se requiere al menos de tres AMS, dos para controlar la respuesta flexional en dos direcciones ortogonales y uno para controlar en forma específica la respuesta torsional.

- El amortiguamiento óptimo para el control de la respuesta torsional es significativamente diferente del obtenido para controlar la respuesta flexional, por lo que no puede utilizarse el mismo valor y deben realizarse estudios independientes en cada caso.

- La ubicación en planta del AMS puede controlar la respuesta torsional. Deben realizarse estudios de optimización en cada caso ya que existen ubicaciones que resultan perjudiciales aumentando significativamente los esfuerzos relacionados.

2.8. Estimación de parámetros de diseño de un amortiguador de masa sintonizada.

2.8.1. Método presentado por Sadek (et. al. 1996)

El objetivo principal de este método es determinar los parámetros óptimos de los AMS y así obtener una reducción considerable en la respuesta de estructuras para cargas sísmicas. El criterio usado es para una determinada razón de masa, encontrar las razones de frecuencia y amortiguamiento de la estructura que tendría por resultado aproximadamente igual amortiguamiento en los dos primeros modos de vibración. Los parámetros óptimos de los AMS para estructuras de 1GDL y nGDL son presentados en forma de tablas y ecuaciones.

Se encontró que igual razones de amortiguamiento en los dos primeros modos son mayores que el promedio de las razones de amortiguamiento de la estructura ligeramente amortiguada y muy amortiguada con AMS. Por lo tanto, los modos fundamentales de vibración son mucho más amortiguados. El método propuesto fue usado para seleccionar los parámetros de AMS para varias estructuras de 1GDL y nGDL sujetas a un número de excitaciones sísmicas. Los resultados

indican que usando los parámetros propuestos para AMS se reducen los desplazamientos y respuestas de aceleración significativamente (hasta un 50%).

El método también fue aplicado para un sistema de control de vibraciones presentado por Feng y Mita (1995) para edificios altos, denominados “configuración mega-subestructura”, donde la subestructura en la mega-estructura sirve como absorbedor de vibraciones.

Los resultados muestran también que los AMS para ser efectivos, deben ser usadas grandes razones de masa, especialmente para estructuras con altas razones de amortiguamiento. El último piso con rigidez y amortiguamiento adecuados puede actuar como un absorbedor para los pisos inferiores. La seguridad y funcionalidad de tales pisos, sin embargo, puede presentar problemas ya que los pisos pueden experimentar grandes desplazamientos.

2.8.2. AMS para Estructuras de Un Grado de Libertad.

Para una estructura de 1GDL con un AMS, los parámetros óptimos de diseño en términos de la frecuencia natural y razón de amortiguamiento (ω_0 y β) de la estructura, y las razones de masa, frecuencia, y amortiguamiento (μ , f y ξ) del AMS según Sadek (1997).

$$f = \frac{1}{1+\mu} \left[1 - \beta \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right] \quad (\text{ec.2.8})$$

$$\xi = \frac{\beta}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \quad (\text{ec.2.9})$$

Estas ecuaciones producen un error máximo de aproximadamente 0.2% en f y 0.4% en ξ . El procedimiento propuesto busca, numéricamente, los valores óptimos de f y ξ (los valores óptimos donde los dos primeros modos tienen aproximadamente igual razones de amortiguamiento) correspondientes a una determinada razón de masa μ . El procedimiento fue usado para sistemas con razones de amortiguamiento $\beta = 0, 0.02, \text{ y } 0.05$ y razones de masa μ entre 0.005

y 0.15 con incrementos de 0.005 Se observa que mientras más alta es la razón de masa, más alto es el amortiguamiento en los modos.

2.8.3. Método de sadek para n-grados de libertad.

Para una estructura de n grados de libertad con un AMS acoplado a uno de sus pisos, hay n+1 pares de modos complejos conjugados. Para una estructura de nGDL, la razón de masa μ es calculada como la razón de masa del AMS con la masa generalizada para el modo fundamental correspondiente a una unidad de factor de participación modal. Como a continuación se muestra conforme a sadek (1997).

$$\mu = \frac{m}{\Phi_1^t [M] \Phi_1} \quad (\text{ec.2.10})$$

donde $[M]$ es la matriz de masa y Φ es la forma del modo fundamental normalizado para tener una unidad de factor de participación. Se encontró que la razón de frecuencia f para un sistema de nGDL es casi igual a la razón de frecuencia para un sistema de 1GDL para una razón de masa $\mu\Phi$, donde Φ es la amplitud del primer modo de vibración para una unidad de factor de participación modal calculada en la ubicación del AMS; es decir, $f_{n\text{GDL}}(\mu) = f_{1\text{GDL}}(\mu\Phi)$. La ecuación para la razón de frecuencia de acuerdo a Sadek (1997) substituyendo μ por $\mu\Phi$. De esta manera,

$$f = \frac{1}{1 + \mu\Phi} \left[1 - \beta \sqrt{\frac{\mu\Phi}{1 + \mu\Phi}} \right] \quad (\text{ec.2.11})$$

La razón de amortiguamiento del AMS también corresponde aproximadamente a la razón de amortiguamiento calculada para un sistema de 1GDL multiplicada por Φ , es decir, $\xi_{n\text{GDL}}(\mu) = \Phi \xi_{1\text{GDL}}(\mu)$. La ecuación para la razón de amortiguamiento esta determinada según Sadeck (1997)

$$\xi = \Phi \left[\frac{\beta}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right] \quad (\text{ec.2.12})$$

Para estructuras de nGDL, las ecuaciones anteriores producen un error de 0.4 a 0.5% para la razón de frecuencia y 0.5 a 0.8% para la razón de amortiguamiento. La ecuación (12) indica que la mejor ubicación para un AMS es donde éste resulte con el mayor ξ , es decir, en el nivel donde Φ y por lo tanto el amortiguamiento en el AMS y en los dos primeros modos sean máximos. Ya que en muchos casos, el primer modo domina la respuesta, esto es conveniente para ubicar el AMS en el último piso donde la amplitud de desplazamiento del primer modo es el mayor. Debe ser mencionado que los AMS acoplados a las estructuras afectan solamente el amortiguamiento en los dos primeros modos y no afectan sobre los otros modos que son asumidos con amortiguamiento cero.

2.8.4. Amortiguadores de masas sintonizadas en serie con dos grados de libertad.

Después de conocer los métodos de aproximación utilizados por los autores anteriores para la optimización de los factores de relación de masa, de amortiguamiento y rigidez, a continuación se presenta un método de aproximación según las investigaciones realizadas por el Dr. Julio Miranda en las cuales se define una estructura compuesta por dos estructuras, la estructura principal y la del AMS a como se muestra en la fig 2.16.

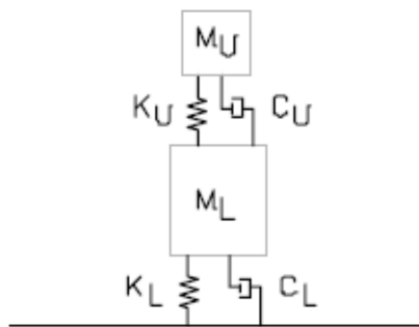


Fig 2.16 Sistema Mecánico.

Donde:

M_u = Masa del AMS.

C_u = Coeficiente de amortiguamiento del AMS.

K_u = Coeficiente de rigidez del AMS.

M_L = Masa de la estructura principal.

K_L = Coeficiente de rigidez de la estructura principal.

C_L = Coeficiente de amortiguamiento de la estructura principal.

Por tanto se hara uso de una aproximacion de analisis modal clasico para la respuesta de un sistema de dos grados de libertad, formulado en base a la cinetica modal y a su deformacion modal. A partir de este planteamiento se procera a calcular las propiedades modales para estos sistemas (Modos de vibracion, frecuencia natural, factores de participacion y amortiguamiento modal).

Según Miranda (2014) se plantea que:

$$\omega_U = \sqrt{\frac{K_U}{M_U}} \quad (\text{ec.2.13})$$

$$\omega_L = \sqrt{\frac{K_L}{M_L}} \quad (\text{ec.2.14})$$

$$\Omega = \frac{\omega_U}{\omega_L} \quad (\text{ec.2.15})$$

$$\mu = \frac{M_U}{M_L} \quad (\text{ec.2.16})$$

La primera ecuacion describe la frecuencia circular del AMS cuando es considerada independiente, la segunda describe la frecuencia circular de la estructura principal cuando es considerada independiente, la tercera es la relacion entre las frecuencias circulares, comunmente llamado relacion de disipacion, entre el AMS y la estructura principal y finalmente la cuarta representa la relacion de masa entre AMS y la estructura principal.

Para llevara a cabo la sintonizacion Miranda (2014) plantea que:

$$\Omega = \frac{\omega_U}{\omega_L} = \frac{\xi_u - \xi_L}{(1+\mu)\xi_u - \xi_L} \quad (\text{ec.2.17})$$

Donde:

μ = Relacion de masas la cual se asumira como 1 al principio.

ξ_u = Amortiguamiento de la masa superior, se considera un valor optimo de 0.3.

ξ_L = Amortiguamiento de la masa inferior, se considera un valor optimo de 0.03.

Al determinar la rigidez de resorte de la masa Miranda (2014) plantea que:

$$w_u = w_L \Omega \quad (\text{ec.2.18})$$

$$\frac{K_U}{M_U} = W_L^2 \Omega^2 \quad (\text{ec.2.19})$$

$$K_U = W_L^2 \Omega^2 M_U \quad (\text{ec.2.20})$$

K_U = Rigidez del resorte de la masa.

Para calcular el cociente de masas de la ec.2.17 es necesario determinar la masa equivalente del edificio a como indica Miranda (2014) a continuacion, donde la masa equivalente del edificio (M_L) es:

$$M_L = \frac{\Phi_j^T * M * \Phi_j}{\Phi_i^2} \quad (\text{ec.2.21})$$

donde:

Φ_j = Primer modo fundamental.

M = Matriz de masas (diagonal).

Φ_i = Componente del modo en la localidad del AMS, que se toma con valor de 1 para normalizar el modo en el tope del edificio. segun Miranda (2014) la normalizacion se da a como sigue.

$$\mu = \frac{M_U * \Phi_i^2}{\sum M_j * \Phi_j^2} \quad (\text{ec.2.22})$$

ya que $\Phi_i^2 = 1$, entonces la ecuación se describe como:

$$\mu = \frac{M_U}{\sum M_j * \Phi_j^2} \quad (\text{ec.2.23})$$

2.8.4.1. Funcionamiento del AMS.

Cuando la masa inferior del sistema se ve excitada en la base por una aceleración sísmica; el AMS se excitará en cierta medida dependiendo de las características mecánicas del mismo. Si de alguna forma las características antes mencionadas son manipuladas; con el fin de maximizar la respuesta del AMS respecto al modo estructural; se creará una oportunidad que facilite la transferencia de energía cinética y la deformación permitiendo así que la energía transferida pueda ser disipada por el AMS.

Bajo estas circunstancias, las investigaciones desarrolladas respecto a este tema han definido dos métodos para la optimización de los AMS:

- a) La optimización de los parámetros del AMS teniendo en cuenta el movimiento del terreno para la reducción de la respuesta de la estructura.
- b) La optimización de los parámetros independientemente de cualquier movimiento del terreno con la expectativa de una respuesta estructural reducida.

2.8.4.2. Transferencia de Energía.

Para el funcionamiento del sistema se supone que la energía cinética entregada en la parte inferior de la estructura se transfiere a la masa superior de manera completa sin experimentar alguna pérdida debido a la disipación inherente de la estructura principal.

Dado que la masa superior es mucho más pequeña que la masa inferior esta experimentara una velocidad mayor en proporción inversa a la raíz cuadrada de la razón masa.

2.8.4.2.1. Balance de Energía Cinética.

Para esta condición se considera que la energía cinética impartida en la parte superior es igual a la energía cinética en la parte inferior. Por tanto, se establece que:

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 1$$

A partir de dicha igualdad se obtiene la sintonización con la siguiente expresión de acuerdo a Miranda (2005)

$$\Omega = \frac{1}{\sqrt{1-\mu}} \quad (\text{ec. 2.24})$$

Se realiza la determinación la razón entre la energía almacenada en el resorte superior con respecto a la energía almacenada en el resorte inferior para los dos primeros modos, a como sigue, (Miranda, 2015)

$$\beta_1 = \frac{1 - \sqrt{\mu}}{1 + \sqrt{\mu}} \quad (\text{ec. 2.25})$$

$$\beta_2 = \frac{1 + \sqrt{\mu}}{1 - \sqrt{\mu}} \quad (\text{ec. 2.26})$$

Cuando la componente modal inferior es normalizada a uno, los modos se pueden escribir de la siguiente manera como determina, Miranda (2005)

$$X_1^T = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{\mu} & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{ec. 2.27})$$

$$X_2^T = \begin{bmatrix} -1/\sqrt{\mu} & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{ec. 2.28})$$

Se procede al cálculo de las frecuencias de ambos modos de acuerdo a Miranda (2005).

$$\frac{\omega_1}{\omega_L} = \sqrt{\frac{1}{1 - \sqrt{\mu}}} \quad (\text{ec. 2.29})$$

$$\frac{\omega_2}{\omega_L} = \sqrt{\frac{1}{1 + \sqrt{\mu}}} \quad (\text{ec. 2.30})$$

Los factores de participación modal se obtienen a partir de:

$$\gamma_1 = \frac{1 + \sqrt{\mu}}{2} \quad (\text{ec. 2.31})$$

$$\gamma_2 = \frac{1 - \sqrt{\mu}}{2} \quad (\text{ec. 2.32})$$

Los factores de amortiguamiento modal para esta condición particular son dados por las ecuaciones siguientes por miranda (2005).

$$\xi_1 = \frac{(1 - \sqrt{\mu})^{3/2}}{2} \xi_U + \frac{(1 + \sqrt{\mu})^{1/2}}{2} \xi_L \quad (\text{ec. 2.33})$$

$$\xi_2 = \frac{(1 + \sqrt{\mu})^{3/2}}{2} \xi_U + \frac{(1 - \sqrt{\mu})^{1/2}}{2} \xi_L \quad (\text{ec. 2.34})$$

2.8.4.2.2. Balance de energía en la condición de resonancia entre la parte superior o inferior.

Cuando la parte superior entre en resonancia con la parte inferior se establece que la razón de frecuencia entre ambas se establece igual a: $\Omega = 1$

La razón entre la energía cinética impartida en la parte inferior y la parte inferior se define para ambos modos a como Miranda (2005) plantea a continuación:

$$\alpha_1 = \frac{2 + \mu + \sqrt{\mu(4 + \mu)}}{2} = \left(\frac{\sqrt{4 + \mu} + \sqrt{\mu}}{2} \right)^2 \quad (\text{ec. 2.35})$$

$$\alpha_2 = \frac{2 + \mu - \sqrt{\mu(4 + \mu)}}{2} = \left(\frac{\sqrt{4 + \mu} - \sqrt{\mu}}{2} \right)^2 \quad (\text{ec. 2.36})$$

Se realiza la determinación la razón entre la energía almacenada en el resorte superior con respecto a la energía almacenada en el resorte inferior para los dos primeros modos, a como sigue, las ecuaciones siguientes son determinadas a partir de Miranda (2005).

$$\beta_1 = (\sqrt{\alpha_1} - \sqrt{\mu})^2 \quad (\text{ec. 2.37})$$

$$\beta_2 = (\sqrt{\alpha_2} - \sqrt{\mu})^2 \quad (\text{ec. 2.38})$$

Durante la resonancia entre ambas partes se presenta la siguiente igualdad:

$$\sqrt{\alpha_1} - \sqrt{\alpha_2} = \sqrt{\mu} \quad (\text{ec. 2.39})$$

Por medio de la sustitución de esta ecuación se obtiene:

$$\beta_1 = \alpha_2 \quad (\text{ec. 2.40})$$

$$\beta_2 = \alpha_1 \quad (\text{ec. 2.41})$$

Lo que permite establecer los modos a como sigue, Miranda (2005)

$$X_1^T = \left[\frac{\sqrt{4 + \mu} + \sqrt{\mu}}{2\sqrt{\mu}} \quad 1 \right] \quad (\text{ec. 2.42})$$

$$X_2^T = \left[-\frac{\sqrt{4+\mu} - \sqrt{\mu}}{2\sqrt{\mu}} \quad 1 \right] \quad (\text{ec. 2.43})$$

Y las frecuencias serán escritas a continuación como plantea Miranda (2005)

$$\frac{\omega_1}{\omega_L} = \sqrt{\alpha_2} = \frac{\sqrt{4+\mu} - \sqrt{\mu}}{2} \quad (\text{ec. 2.43})$$

$$\frac{\omega_2}{\omega_L} = \sqrt{\alpha_1} = \frac{\sqrt{4+\mu} + \sqrt{\mu}}{2} \quad (\text{ec. 2.44})$$

Los factores de participación modal se obtienen a partir de:

$$\gamma_1 = \frac{\sqrt{4+\mu} + \sqrt{\mu}}{2\sqrt{4+\mu}} \quad (\text{ec. 2.45})$$

$$\gamma_2 = \frac{\sqrt{4+\mu} - \sqrt{\mu}}{2\sqrt{4+\mu}} \quad (\text{ec. 2.46})$$

Los factores de amortiguamiento modal para esta condición particular son dados por Miranda (2005) a como se muestra a continuación.

$$\xi_1 = \frac{2 + \mu - \sqrt{\mu(4+\mu)}}{2\sqrt{4+\mu}} \xi_U + \frac{1}{\sqrt{4+\mu}} \xi_L \quad (\text{ec. 2.47})$$

$$\xi_2 = \frac{2 + \mu + \sqrt{\mu(4+\mu)}}{2\sqrt{4+\mu}} \xi_U + \frac{1}{\sqrt{4+\mu}} \xi_L \quad (\text{ec. 2.48})$$

2.8.4.2.3. Balance perfecto de energía de deformación.

Para ambos modos cuando la energía de deformación almacenada en el resorte superior es idéntica a la energía almacenada en el resorte inferior, se establece que las relaciones entre estas serán:

$$\beta_1 = \beta_2 = 1$$

Por tanto, se establece la siguiente relación de acuerdo a Miranda (2005)

$$\sqrt{\alpha_1} - \sqrt{\alpha_2} = 2\sqrt{\mu} \quad (\text{ec. 2.49})$$

FA partir de la relación anterior se obtiene la relación de frecuencias:

$$\Omega = \frac{1}{\sqrt{1+\mu}} \quad (\text{ec. 2.50})$$

Se continúa con la determinación de la relación de energía cinética para ambos modos:

$$\alpha_1 = (\sqrt{1+\mu} + \sqrt{\mu})^2 \quad (\text{ec. 2.51})$$

$$\alpha_2 = (\sqrt{1+\mu} - \sqrt{\mu})^2 \quad (\text{ec. 2.52})$$

Los vectores modales se podrán definir como indica Miranda (2005).

$$X_1^T = [1 + \frac{\sqrt{1+\mu}}{\sqrt{\mu}} \quad 1] \quad (\text{ec. 2.53})$$

$$X_2^T = [1 - \frac{\sqrt{1+\mu}}{\sqrt{\mu}} \quad 1] \quad (\text{ec. 2.54})$$

Las frecuencias de ambos modos para esta condición serán:

$$\frac{\omega_1}{\omega_L} = \sqrt{1 - \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}} \quad (\text{ec. 2.55})$$

Fuente: Miranda (2005)

$$\frac{\omega_2}{\omega_L} = \sqrt{1 + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}} \quad (\text{ec. 2.56})$$

Los factores de participación modal serán iguales a:

$$\gamma_1 = \frac{1}{2}$$

$$\gamma_2 = \frac{1}{2}$$

Los factores de amortiguamiento modal para esta condición particular son dados por Miranda (2005) a como se presentan a continuación.

$$\xi_1 = \frac{\sqrt{1+\mu}}{2\sqrt{1+\mu+\sqrt{\mu(1+\mu)}}} \xi_U + \frac{1}{2\sqrt{1+\mu+\sqrt{\mu(1+\mu)}}} \xi_L \quad (\text{ec. 2.59})$$

$$\xi_2 = \frac{\sqrt{1+\mu}}{2\sqrt{1+\mu-\sqrt{\mu(1+\mu)}}} \xi_U + \frac{1}{2\sqrt{1+\mu-\sqrt{\mu(1+\mu)}}} \xi_L \quad (\text{ec. 2.60})$$

CAPITULO III: MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

3.1. Descripción general del edificio.

Se pretende analizar una estructura metálica que como el tema lo indica cuenta con 20 niveles, dicha estructura se caracteriza por ser ortogonal. Se muestra a continuación la elevación y planta típica sobre las que se basó el análisis realizado.

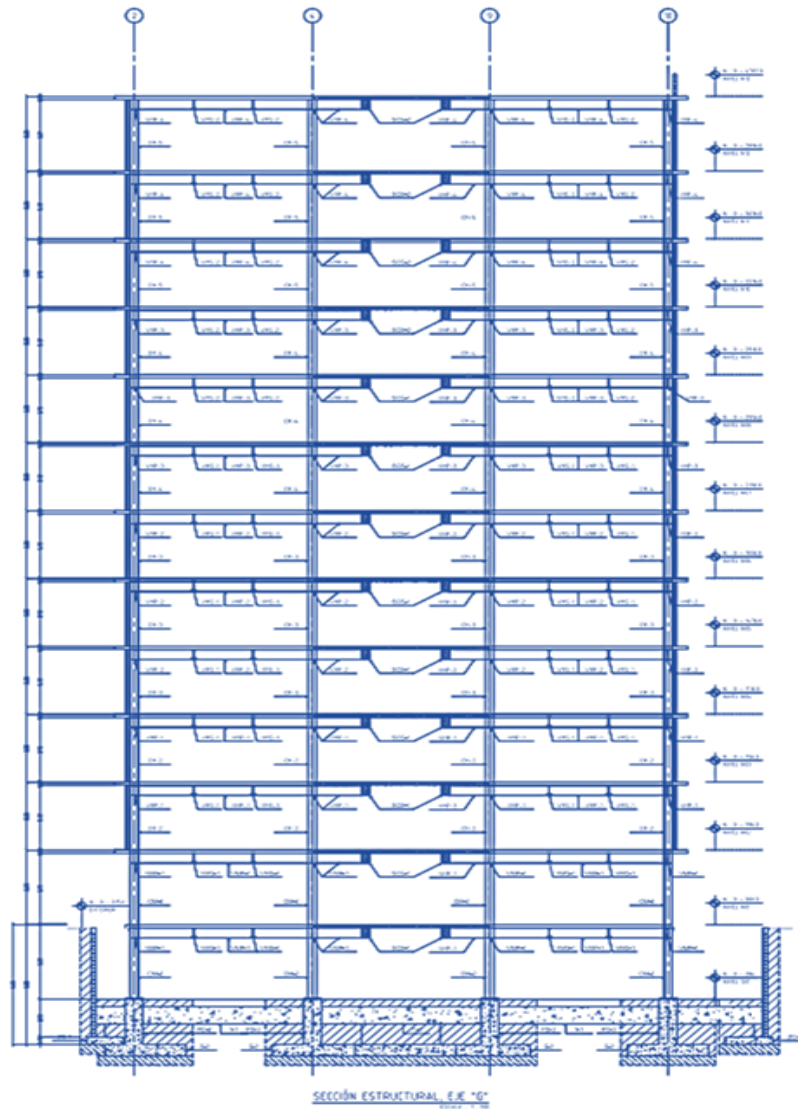


Figura 3.1 Elevación estructural típica.

(Ver Anexo C para mayor claridad.)

Posee una altura de entrepiso de 3.6m desde el piso 3 hasta el piso 20, los dos primeros pisos poseen una altura variable de 3.96m y 3.94m para el primer y segundo piso respectivamente lo cual sumado a la altura de los pisos superiores da como resultado 72.7 m de altura.

El entrepiso está formado por lámina troquelada sobre vigas y viguetas de sección estándar, en la siguiente imagen se puede apreciar la disposición de las mismas.

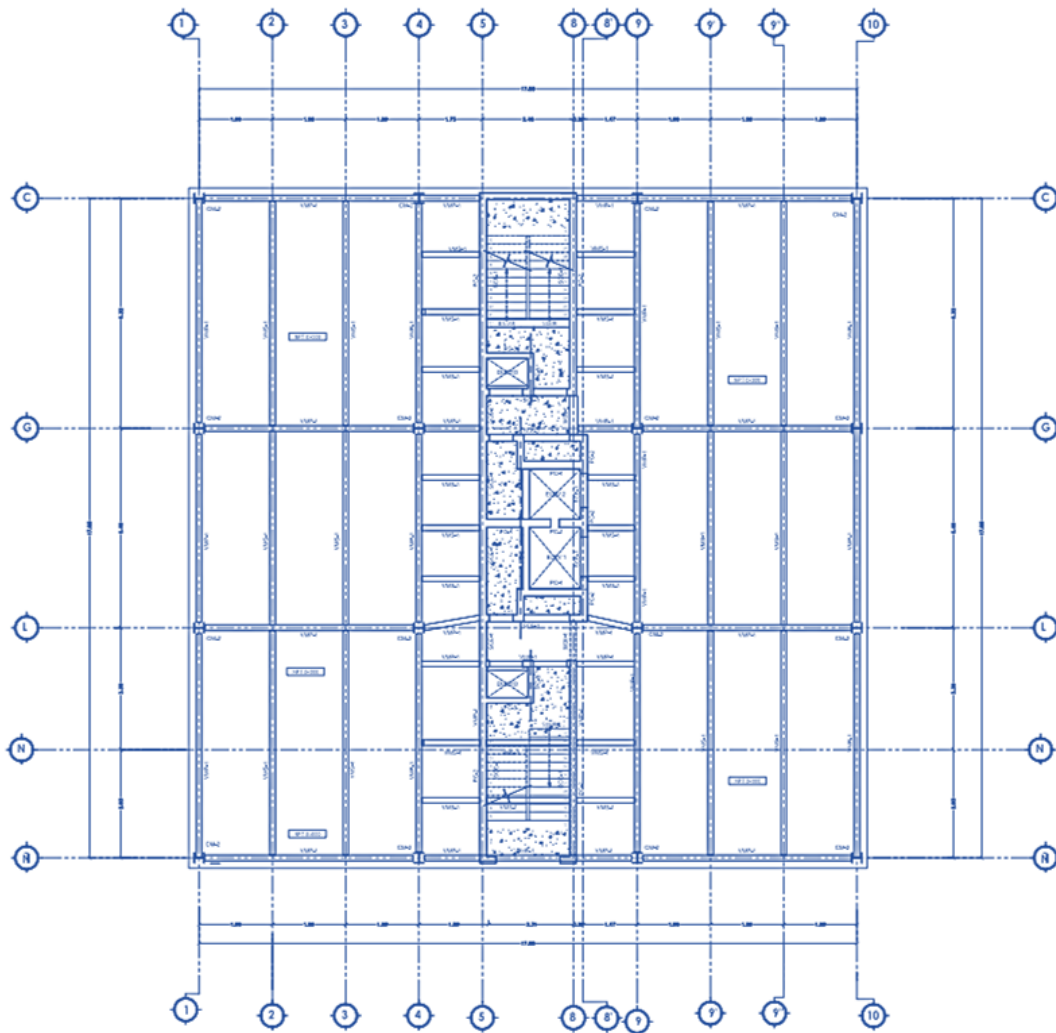


Figura 3.2 Planta estructural típica.

(Ver Anexo C para mayor claridad.)

3.2. Determinación de las cargas para el análisis de la estructura.

3.2.1. Carga muerta

La carga muerta según el Reglamento Nacional de la Construcción puede clasificarse como carga muerta por peso propio y carga muerta por sobrecarga permanente, el peso de los diferentes elementos es considerado aplicando el factor de 1 al multiplicador de peso propio en el patrón de carga llamado “CM” del software SAP2000.

La sobrecarga permanente proviene de los elementos no estructurales y es calculada considerando los pesos de los materiales distribuidos uniformemente por unidad de área en planta. Estos pesos son tomados de las tablas de cargas muertas mínimas 1A, 2A, 3A, 4A, 5A, Y 6A del RNC-07 (ANEXO A)

Para calcular el peso de losa de entrepiso (lamina troquelada) se calcula tomando una franja equivalente donde se determina el peso de la lámina más el del concreto de las canaletas más un espesor de 3 cm para el mortero y la cerámica.

3.2.2. Carga Viva y Carga viva reducida.

Para la determinación de la carga viva se tomará de acuerdo a la tabla 1 de RNC-07 según la ocupación del edificio.

3.3. Cargas asignadas a la estructura.

Carga Muerta Súper impuesta:

Particiones Ligeras	23 Kg/m ²
Lamina Troquelada	16 Kg/m ²
Losa de concreto	180 Kg/m ²
Cascote y Cerámica	100 Kg/m ²
Accesorios	16 Kg/m ²
Cielo Falso	16 Kg/m ²
Total	351 Kg/m²

Carga Viva:

Residencial (Apartamentos)	200 Kg/m²
----------------------------	-----------------------------

Carga Viva Red:

Residencial (Apartamentos)	80 Kg/m²
----------------------------	----------------------------

Cargas de Losa de Techo:

Particiones Ligeras	23 Kg/m ²
Lamina Troquelada	16 Kg/m ²
Losa de concreto	180 Kg/m ²
Cascote y Cerámica	100 Kg/m ²
Accesorios	16 Kg/m ²
Cielo Falso	16 Kg/m ²
Total	351 Kg/m²

3.4. Cálculo de la excentricidad torsional del edificio.

Dentro del análisis del comportamiento de la estructura se debe realizar la revisión de la torsión producida por la excentricidad existente entre los centro de masa y rigidez de las plantas del edificio.

Es importante aclarar que el control de la torsión en los edificios es de mucha importancia ya que al presentarse la una rotación dentro de los primeros modos de vibración de la estructura se deberá aumentar los desplazamientos sufridos por las acciones laterales y los elementos aparte de estar sometidos a deformaciones laterales se verán afectados por rotaciones que deberán ser capaces de soportar.

La excentricidad no es más que la distancia que existe entre el centro de gravedad y el centro de rigidez, por tanto es el brazo del momento de torsión.

Por conveniencia el origen para el cálculo de ambos centros se ubicara en una de las esquinas de la planta a como se muestra en la figura muestra en la figura

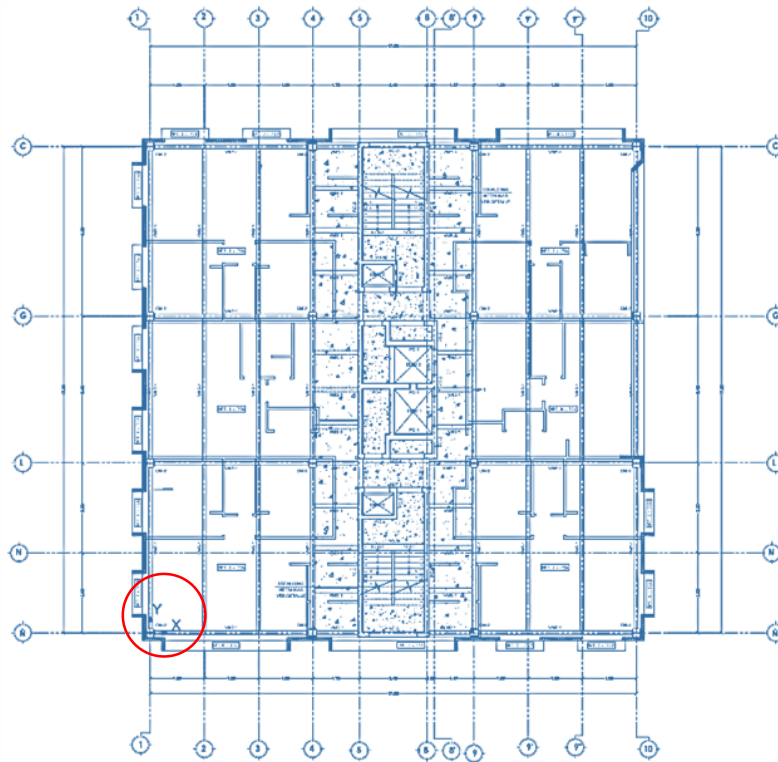


Figura 3.3 Ubicación de origen de coordenadas en planta.

3.4.1. Centro de masas por piso.

Las coordenadas de los centros de masa por piso se obtuvieron a través de las tablas de resultados que el software SAP2000 una vez realizado el análisis en el mismo. Cabe mencionar que para algunos entrepisos se utilizaron las mismas de secciones de columna por lo tanto el centro de masa será el mismo para estas plantas.

Nivel	Xcm (m)	Ycm (m)
1	10.834	12.588
2	11.921	12.005
3	12.394	11.861
4	12.391	11.841
5	12.18	11.071
6	12.18	11.071
7	12.18	11.071
8	12.18	11.071
9	12.18	11.071
10	12.18	11.071
11	12.397	11.042
12	12.397	11.042
13	12.397	11.042
14	12.397	11.042
15	12.397	11.042
16	12.395	11.282
17	12.395	11.282
18	12.395	11.282
19	12.395	11.282
20	12.395	11.282

Tabla 3.1. Inercias de las secciones de columna.

3.4.2. Centro de rigidez por piso.

Para el cálculo del centro de rigidez únicamente se tomara en cuenta el aporte de las columnas y muros a la rigidez de cada piso, esto se llevara a cabo por medio del equilibrio de momentos.

Para lograr esto se calculara la rigidez lateral de los marcos y columnas tomando solamente en cuenta su rigidez al lado.

Por tanto para el cálculo de la rigidez lateral para las columnas se usa según Meli y Bazán (2013) la siguiente ecuación.

$$K = \frac{12*E*I}{h^3} \quad \text{ec.3.1}$$

Y para el cálculo de la rigidez lateral de los muros se usa la siguiente expresión:

$$K = \frac{E*t_{muro}}{(4*\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3*\left(\frac{h}{l}\right)} \quad \text{ec.3.2}$$

A continuación se presentan las inercias de las secciones de columna y las coordenadas del centro de rigidez obtenidas para cada planta en las direcciones X y Y.

Seccion	Ix (in4)	Iy (in4)
W 14x99	1110	402
W 14X109	1240	447
W 14x120	1380	495
W 14x132	1530	548

Tabla 3.2. Inercias de las secciones de columna.

Eje	Y (m)	Kx1 (Kg/m)	Kx2 (Kg/m)	Kx3 (Kg/m)	Kx4 (Kg/m)	Kx5 (Kg/m)	Kx6 (Kg/m)	Kx7 (Kg/m)	Kx8 (Kg/m)	Kx9 (Kg/m)	Kx10 (Kg/m)
C	24.03	10036408.09	10190023.93	13358459.16	13358459.16	12048806.31	12048806.31	12048806.31	12048806.31	12048806.31	12048806.31
D	18.125	11245373.93	11403034.7	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86
E	16.8	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2
G	15.15	236897095.8	237068038.1	240592066.2	240592066.2	239282413.4	239282413.4	239282413.4	239282413.4	239282413.4	239282413.4
H	14.175	24300963.99	24622309.11	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83
I	12.075	57076428.97	57752749.88	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09
J	11.625	24300963.99	24622309.11	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83
L	8.292	236897095.8	237068038.1	240592066.2	240592066.2	239282413.4	239282413.4	239282413.4	239282413.4	239282413.4	239282413.4
N	5.68	11245373.93	11403034.7	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86
N̄	0	10036408.09	10190023.93	13358459.16	133584.5916	12048806.31	12048806.31	12048806.31	12048806.31	12048806.31	12048806.31
ΣRx		1201415644	1203699093	1249477215	1236252341	1244238604	1244238604	1244238604	1244238604	1244238604	1244238604
ΣRx.dy		17111951609	17139860620	17699228942	17699228942	17637057102	17637057102	17637057102	17637057102	17637057102	17637057102
Xr		14.24315698	14.23932337	14.16530748	14.3168416	14.17497982	14.17497982	14.17497982	14.17497982	14.17497982	14.17497982

Tabla 3.3. Coordenadas del centro de rigidez en la dirección X (Del piso 1 al 10).

Eje	Y (m)	Kx11 (Kg/m)	Kx12 (Kg/m)	Kx13 (Kg/m)	Kx14 (Kg/m)	Kx15 (Kg/m)	Kx16 (Kg/m)	Kx17 (Kg/m)	Kx18 (Kg/m)	Kx19 (Kg/m)	Kx20 (Kg/m)
C	24.03	10826463.64	10826463.64	10826463.64	10826463.64	10826463.64	9691431.159	9691431.159	9691431.159	9691431.159	9691431.159
D	18.125	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86
E	16.8	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2	579379531.2
G	15.15	238060070.7	238060070.7	238060070.7	238060070.7	238060070.7	236925038.2	236925038.2	236925038.2	236925038.2	236925038.2
H	14.175	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83
I	12.075	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09	70966916.09
J	11.625	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83	31028874.83
L	8.292	238060070.7	238060070.7	238060070.7	238060070.7	238060070.7	236925038.2	236925038.2	236925038.2	236925038.2	236925038.2
N	5.68	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86	14585983.86
N̄	0	10826463.64	10826463.64	10826463.64	10826463.64	10826463.64	9691431.159	9691431.159	9691431.159	9691431.159	9691431.159
ΣRx		1239349233	1239349233	1239349233	1239349233	1239349233	1234809103	1234809103	1234809103	1234809103	1234809103
ΣRx.dy		17579030051	17579030051	17579030051	17579030051	17579030051	17525147789	17525147789	17525147789	17525147789	17525147789
Xr		14.18408111	14.18408111	14.18408111	14.18408111	14.18408111	14.19259685	14.19259685	14.19259685	14.19259685	14.19259685

Tabla 3.4. Coordenadas del centro de rigidez en la dirección X (Del piso 11 al 20).

Eje	X (m)	Ky1 (Kg/m)	Ky2 (Kg/m)	Ky3 (Kg/m)	Ky4 (Kg/m)	Ky5 (Kg/m)	Ky6 (Kg/m)	Ky7 (Kg/m)	Ky8 (Kg/m)	Ky9 (Kg/m)	Ky10 (Kg/m)
10	23.8	3594739.629	3649760.206	4784598.446	4784598.446	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436
9	15.85	3594739.629	3649760.206	4784598.446	4784598.446	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436
8'	13.93	330374342.5	331280237.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1
8	13.53	1288120736	1293948715	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245
7	12	178759685.6	78479611.37	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9
6	11.63	26055666.21	26404422.06	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91
5	10.28	1288501994	1294331778	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103
4	7.95	3594739.629	3649760.206	4784598.446	4784598.446	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436
1	0	3594739.629	3649760.206	4784598.446	4784598.446	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436	4321854.436
$\sum Ry$		3126191382	3039043804	3419857553	3419857553	3418006577	3418006577	3418006577	3418006577	3418006577	3418006577
$\sum Ry.dy$		37895441872	36850157840	41423136641	41423136641	41401110026	41401110026	41401110026	47044169217	47044169217	47044169217
Yr		12.12192001	12.1255764	12.11253276	12.11253276	12.11264785	12.11264785	12.11264785	13.76362747	13.76362747	13.76362747

Tabla 3.5. Coordenadas del centro de rigidez en la dirección Y (Del piso 1 al 10).

Eje	X (m)	Ky11 (Kg/m)	Ky12 (Kg/m)	Ky13 (Kg/m)	Ky14 (Kg/m)	Ky15 (Kg/m)	Ky16 (Kg/m)	Ky17 (Kg/m)	Ky18 (Kg/m)	Ky19 (Kg/m)	Ky20 (Kg/m)
10	23.8	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3509869.663	3509869.663	3509869.663	3509869.663	3509869.663
9	15.85	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3509869.663	3509869.663	3509869.663	3509869.663	3509869.663
8'	13.93	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1	348799496.1
8	13.53	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245	1402592245
7	12	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9	194389510.9
6	11.63	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91	51928803.91
5	10.28	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103	1403009103
4	7.95	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3509869.663	3509869.663	3509869.663	3509869.663	3509869.663
1	0	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3902765.521	3509869.663	3509869.663	3509869.663	3509869.663	3509869.663
$\sum Ry$		3416330221	3416330221	3416330221	3416330221	3416330221	3414758638	3414758638	3414758638	3414758638	3414758638
$\sum Ry.dy$		47020647013	47020647013	47020647013	47020647013	47020647013	46998594947	46998594947	46998594947	46998594947	46998594947
Yr		13.76349591	13.76349591	13.76349591	13.76349591	13.76349591	13.76337245	13.76337245	13.76337245	13.76337245	13.76337245

Tabla 3.6. Coordenadas del centro de rigidez en la dirección Y (Del piso 11 al 20).

3.4.3. Excentricidad Torsional Estática

De las coordenadas obtenidas para el centro de masa y centro de rigidez se presenta la distancia que existe entre estos conocido como excentricidad torsional.

Nivel	esx (m)	esy (m)
1	-3.409156975	0.46607999
2	-2.318323368	-0.120576404
3	-1.771307477	-0.251532759
4	-1.925841601	-0.271532759
5	-1.994979819	-1.041647854
6	-1.994979819	-1.041647854
7	14.17497982	-1.041647854
8	-1.994979819	-2.692627471
9	-1.994979819	-2.692627471
10	-1.994979819	-2.692627471
11	-1.787081111	-2.721495907
12	-1.787081111	-2.721495907
13	-1.787081111	-2.721495907
14	-1.787081111	-2.721495907
15	-1.787081111	-2.721495907
16	-1.797596848	-2.481372447
17	-1.797596848	-2.481372447
18	-1.797596848	-2.481372447
19	-1.797596848	-2.481372447
20	-1.797596848	-2.481372447

Tabla 3.7. Excentricidad torsional estática.

3.5. Aplicación del Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07

3.5.1. Condiciones de regularidad según el RNC-07

Para la evaluación de las condiciones de regularidad se debe cumplir con los requisitos establecidos en el reglamento nacional que se detallaran a continuación:

- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. De acuerdo a la simetría del edificio se puede determinar que esta condición no se cumple.
- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5. Según las características del edificio dicha relación es de 3.05 por tanto esta condición no se cumple.

- La relación largo ancho de la base no excede 2.5. El largo del edificio es 24.03 m y su ancho 23.08 m por lo que la relación sería igual a 1 por tanto esta condición si se cumple.
- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda el 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente. La estructura analizada no posee entrantes ni salientes por tanto esta condición se cumple.
- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente. Esta condición se cumple.
- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel del 20% del área de la planta. Esta condición se cumple dado que la abertura para elevador representa apenas un 6.45% del área de la planta.
- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el 110% del correspondiente al piso inmediato inferior, excepción hecha del último nivel de la construcción es menor que 70% de dicho peso. Debido a que todos los pisos serán usados como apartamentos las cargas usadas en ellos es la misma por lo que dicha condición se cumple.
- Ningún piso tiene un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que el 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de esta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
Todos los pisos de la estructura cuentan con la misma área en planta por lo que se cumple la condición.
- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas. La configuración estructural del edificio cumple con esta condición.

- La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más del 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior, el último entrepiso queda excluido de este requisito. Según los cálculos realizados este requisito cumple.
- La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más del 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. La resistencia al corte no excede este requisito cumple.
- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente e , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Nivel	esx (m)	esy (m)	dx (m)	dy (m)	10%dx	10%dy	20%dx	20%dy
1	-3.409156975	0.46607999	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
2	-2.318323368	-0.120576404	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
3	-1.771307477	-0.251532759	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
4	-1.925841601	-0.271532759	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
5	-1.994979819	-1.041647854	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
6	-1.994979819	-1.041647854	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
7	14.17497982	-1.041647854	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
8	-1.994979819	-2.692627471	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
9	-1.994979819	-2.692627471	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
10	-1.994979819	-2.692627471	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
11	-1.787081111	-2.721495907	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
12	-1.787081111	-2.721495907	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
13	-1.787081111	-2.721495907	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
14	-1.787081111	-2.721495907	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
15	-1.787081111	-2.721495907	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
16	-1.797596848	-2.481372447	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
17	-1.797596848	-2.481372447	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
18	-1.797596848	-2.481372447	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
19	-1.797596848	-2.481372447	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805
20	-1.797596848	-2.481372447	23.8	24.025	2.38	2.4025	4.76	4.805

Tabla 3.8.Limitacion de la excentricidad torsional.

Según el RNC en el **Art. 23** inciso b toda estructura que no satisfaga uno o más requisitos anteriormente mencionados se considera irregular. En el inciso d se indica una corrección por irregularidad del factor de reducción Q' que en este caso sería multiplicado por 0.8 ya que no cumple con el requisito 2 y el requisito 1, también no cumple con el requisito de excentricidad menor al 10% de la dimensión en planta pero no se puede catalogar fuertemente irregular y que

cumple con la condición de no exceder el 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso.

Para el análisis de la estructura se hará uso del método dinámico espectral se realizará una comparación del desempeño de la estructura sin utilizar del sistema de masas sintonizadas.

3.5.2. Clasificación sísmica de la estructura según el RNC-07.

El **Art.20** del reglamento nacional de la construcción clasifica las estructuras para efecto de diseño en 3 grupos (Grupo A, Grupo B y Grupo C) según la importancia de su ocupación.

En este caso la estructura se encuentra en el grupo B el cual lo define como una estructura cuyo grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia. El **Art. 21** determina el factor por reducción de ductilidad, se empleará un factor de reducción Q' que se calcula con la formula siguiente:

$$Q' = \begin{cases} Q, & \text{Si se desconoce } T \text{ o } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1), & \text{Si } T \leq T_a \end{cases}$$

Donde T se tomará igual al periodo fundamental de la vibración de la estructura; T es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el **Art.27**.

Según las características estructurales del edificio se tomará un factor de ductilidad **$Q=4$** ; ya que según el **RNC-07** se cumple con los siguientes requisitos:

-La resistencia en todos los entrepisos es suministrada por marcos de acero y muros de concreto reforzado los cuales deberán cumplir con el capítulo 21 del Reglamento para Concreto Estructural ACI-318S-05 Los marcos rígidos de acero deberán satisfacer los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas de Diseño Sísmico de Edificios de Acero ANSI/AISC 341-02.

3.5.3. Aceleración máxima del terreno:

La estructura analizada trata de un edificio de apartamentos por lo tanto según su importancia esta se clasifica dentro del Grupo B. Debido a esto la aceleración del terreno se obtendrá del mapa de isoaceleraciones del **Anexo C** del **RNC-07**.

El edificio en análisis se encuentra en Managua por lo tanto el valor aproximado de a_0 es de 0.31.

3.5.4. Factor de amplificación por tipo de suelo, S:

Debido a que no se cuenta con mapas de microzonificación del terreno se considerara un suelo Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750$ m/s, **Art. 25** del **RNC07**.

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

3.5.5. Método modal espectral

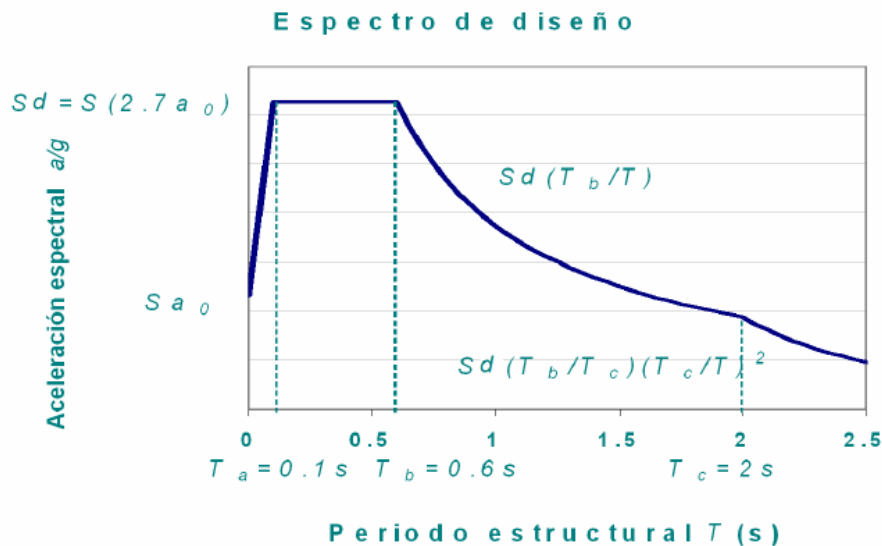
Según el RNC-07 puede utilizarse el método dinámico del Art. 33 para el análisis de toda estructura, cuales quiera que sean sus características. Dicho método implica el cálculo de los desplazamientos y aceleraciones de cada modo de vibración en la estructura, usando un espectro de diseño, el cual es una representación de la envolvente de espectros de respuesta de varios sismos. Por lo que para el análisis modal espectral de la estructura en estudio se hace uso del espectro de diseño sísmico expuesto en el **Art. 27** del **RNC-07**.

3.5.5.1. Espectro para diseño sísmico:

Según el **RNC-07** cuando se realice el análisis estático o el análisis modal definido en los artículos 32 y 33 respectivamente, se adoptará como ordenada del espectro

de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad la que se estipula a continuación

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$



Dentro del espectro de diseño correspondiente a nuestro país se observan los siguientes parámetros:

- La aceleración máxima en la superficie del terreno Sa_0 ,
- La aceleración espectral máxima Sd ,
- El primer modo de vibración del espectro de diseño $T_a = 0.1$ s, el cual denota el límite para los periodos bajos de vibración,

- El segundo modo del espectro de diseño $T_b = 0.6s$, el cual denota el límite de la meseta de amplificación máxima,
- Y por último la relación $S_d (T_b/T_c)$ el cual marca el decaimiento en los valores de aceleración del espectro de diseño.

3.5.6. Consideraciones finales para el realizar el análisis de la estructura.

Una vez revisadas las características de la estructura que se pretende analizar se toman en cuenta las siguientes suposiciones al modelar el edificio en SAP 2000.

- El sistema resistente a cargas laterales está formado por vigas y columnas de acero de sección estándar, las cuales se definen en el cuadro 3.1, la estructura cuenta con un núcleo de ascensores de concreto que llega hasta el piso superior el cual aporta rigidez a la estructura.
- El entrepiso se encuentra conformado por lámina troquelada sobre viguetas, en el programa el entrepiso se modelo por medio de una membrana que transmite los esfuerzos a las secciones de vigas y esta a su vez a las columnas funcionando como un diafragma semi rígido en el cuadro 3.1 se pueden apreciar las características de dichas secciones.
- Las cargas se colocarán distribuidas sobre la membrana del entrepiso.
- Se consideró para efectos de análisis que las bases de las columnas poseen un empotramiento perfecto.
- Para el desarrollo de su análisis en SAP2000 se tomaron en cuenta los requerimientos mínimos del reglamento nacional de la construcción (**RNC-07**). Las siguientes imágenes muestran la estructuración anteriormente mencionada.

3.6. Modelación de la estructura en el software SAP2000.

Se realizó un modelo tridimensional el cual posee las características así como las consideraciones mencionadas en el inciso 3.4.5; se muestra una vista 3D en la figura 3.3.

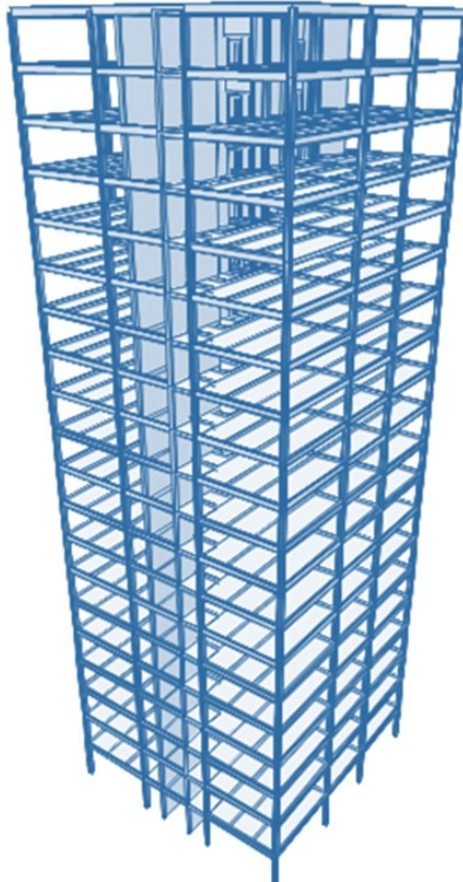


Fig.3.3 Vista 3D del modelo estructural en SAP2000.

Seccion W	d	tw	bf	tf	Ubicación/Pisos	Elemento
W 14x99	14 1/8"	1/2"	14 5/8"	3/4"	Del 16-20	Columna
W14x109	14 3/8"	1/2"	14 5/8"	7/8"	Del 11-15	Columna
W 14x120	14 1/2"	5/16"	14 5/8"	15/16"	Del 5-10	Columna
W 14x132	14 5/8"	5/8"	14 3/4"	1"	Del 1-4	Columna
W 18x50	18"	3/8"	7 1/2"	9/16"	Entrepisos	Vigueta
W 21x62	21"	3/8"	8 1/4"	5/8"	Del 16-20	Viga Prin.
W 21x68	21 1/8"	7/16"	8 1/4"	11/16"	Del 11-15	Viga Prin.
W 21x73	21 1/4"	7/16"	8 1/4"	3/4"	Del 5-10	Viga Prin.
W 21x83	21 3/8"	1/2"	8 3/8"	14/16"	Del 1-4	Viga Prin.

Tabla 3.9. Secciones utilizadas en la estructura.

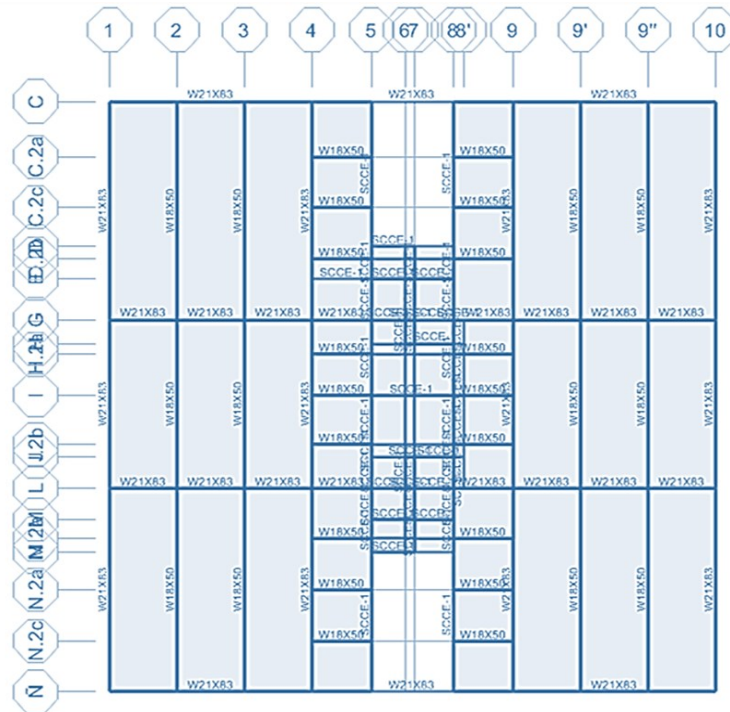


Fig.3.4 Vista de planta estructural desde piso1 al 4.

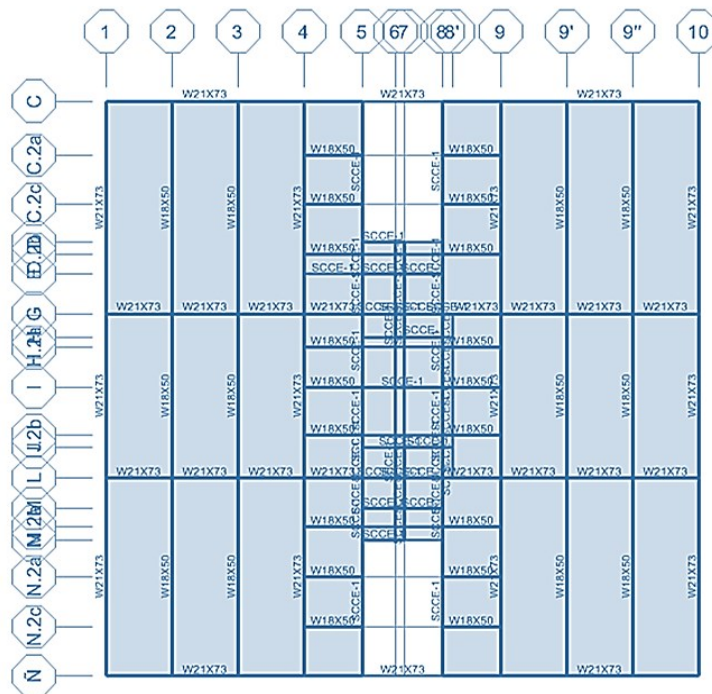


Fig.3.5 Vista de planta estructural desde piso 5 al 10.

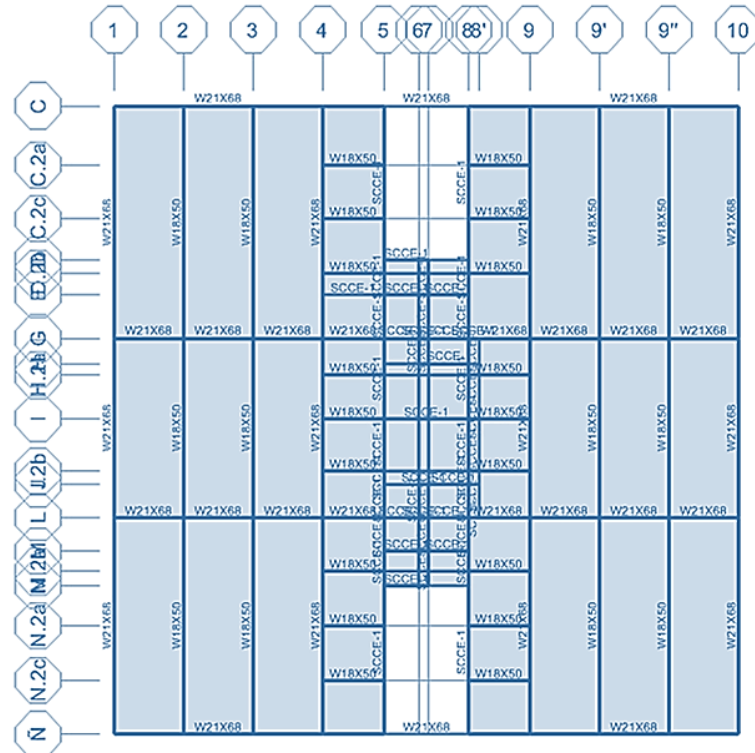


Fig.3.6 Vista de planta estructural desde piso11 al 15.

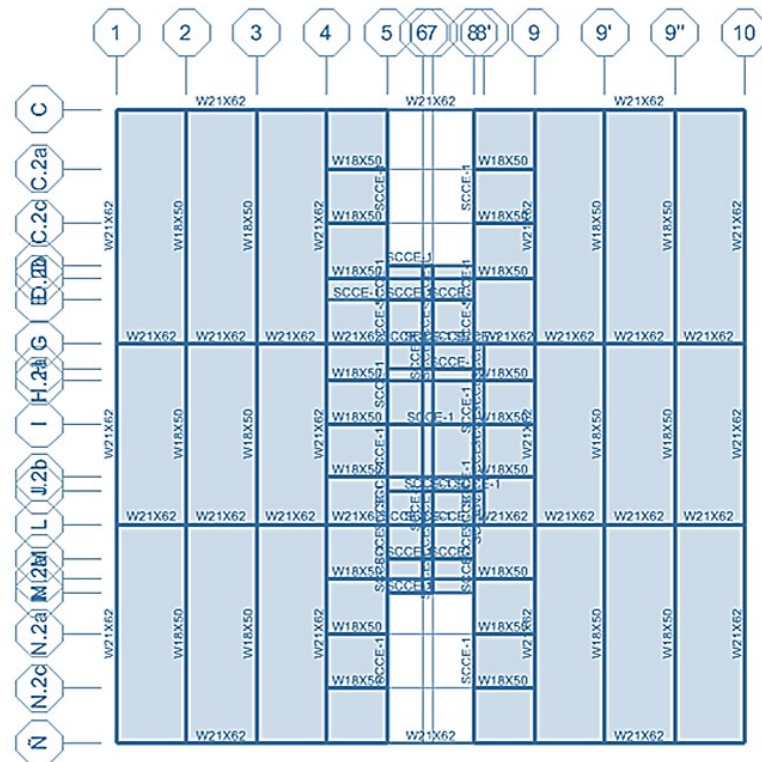


Fig.3.7 Vista de planta estructural desde piso16 al 20.

3.6.1. Espectro de diseño

Para realizar este análisis es necesario introducir el espectro de diseño en el modelo de la estructura en estudio, como se muestra en las siguientes imágenes.

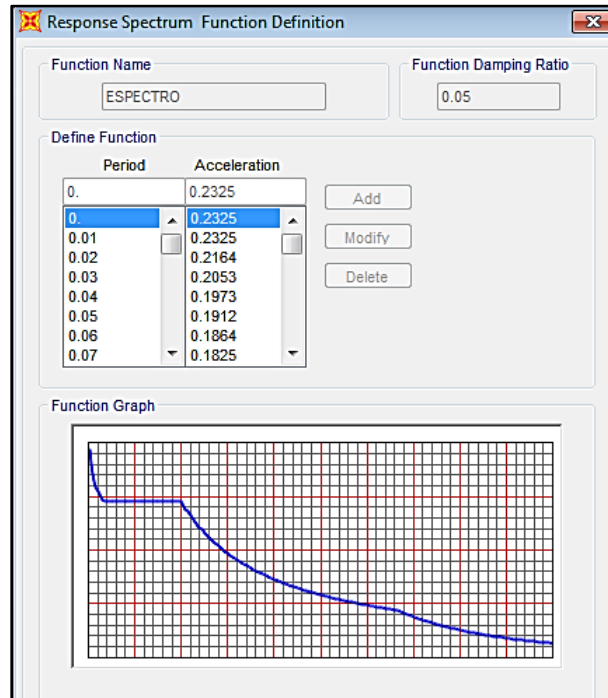


Fig.3.9 Espectro de diseño reducido.

Para el análisis del edificio se utilizó el espectro de respuesta reducido obtenido al dividir la respuesta de las aceleraciones del diagrama entre el factor de ductilidad de la estructura.

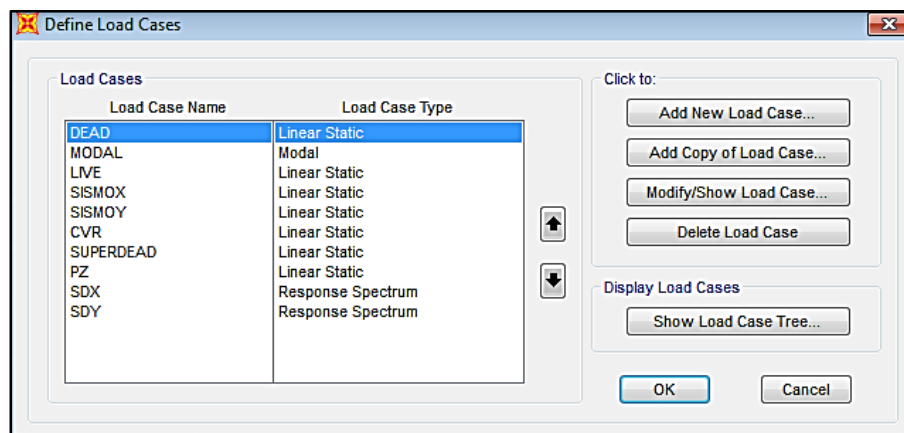


Fig.3.10 Casos de carga sísmica definidas a partir del espectro.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ Absolute ☐ GMC ☐ NRC 10 Percent ☐ Double Sum

GMC f1: GMC f2: Periodic + Rigid Type:

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case:

☒ Standard - Acceleration Loading ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO	9.81
Accel	U1	ESPECTRO	9.81

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping:

Fig.3.11 Definición de carga SDX a partir del espectro.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ Absolute ☐ GMC ☐ NRC 10 Percent ☐ Double Sum

GMC f1: GMC f2: Periodic + Rigid Type:

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case:

☒ Standard - Acceleration Loading ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	ESPECTRO	9.81
Accel	U2	ESPECTRO	9.81

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping:

Fig.3.12 Definición de carga SDY a partir del espectro.

Para la definición de las acciones sísmicas dentro del software se tiene en cuenta que el método modal espectral posee diferentes métodos para el cálculo de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos dentro de los cuales el método CQC y el método SRSS son los más aplicados debido a la precisión de las respuestas obtenidas.

El método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las contribuciones modales (SRSS) tiende a sobreestimar o subestimar seriamente la respuesta total cuando algunas frecuencias naturales están muy próximas. Mientras que el método de combinación cuadrática completa (CQC) es un método más preciso para combinar los valores máximos de las respuestas modales. Por lo que para la combinación modal espectral se definirá el uso del método CQC mientras que cuando se requiere la dirección modal se tomara en cuenta el método SRSS que define el uso del 30% del sismo en una dirección y el 100% del sismo en la dirección perpendicular ya que no se tiene una estructura que presente un ángulo de inclinación con respecto a la dirección ortogonal del cortante sísmico para hacer uso del método CQC3.

3.6.2. Comportamiento de la estructura.

Una vez el edificio esta modelado y se han asignado las cargas correspondientes por piso las cuales han sido detalladas en el inciso 3.3 de este documento, se procede a revisar el comportamiento de la estructura, por medio del análisis se obtiene un periodo de la estructura de 2.60 seg, el cual se puede observar en la figura 3.8, se pretende por medio del sistema disminuir el periodo y por ende los desplazamientos del edificio.

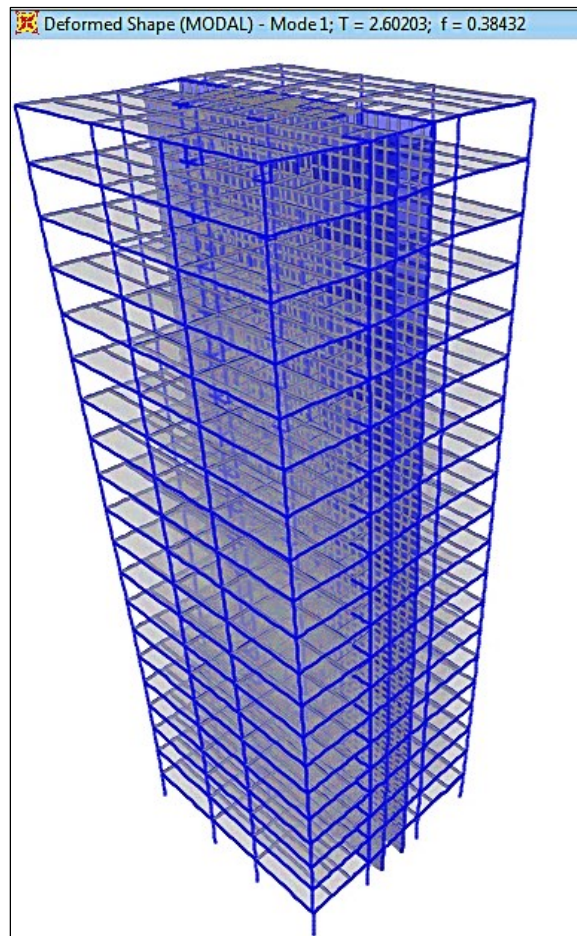


Fig.3.12 Periodo de la estructura 2.60 seg.

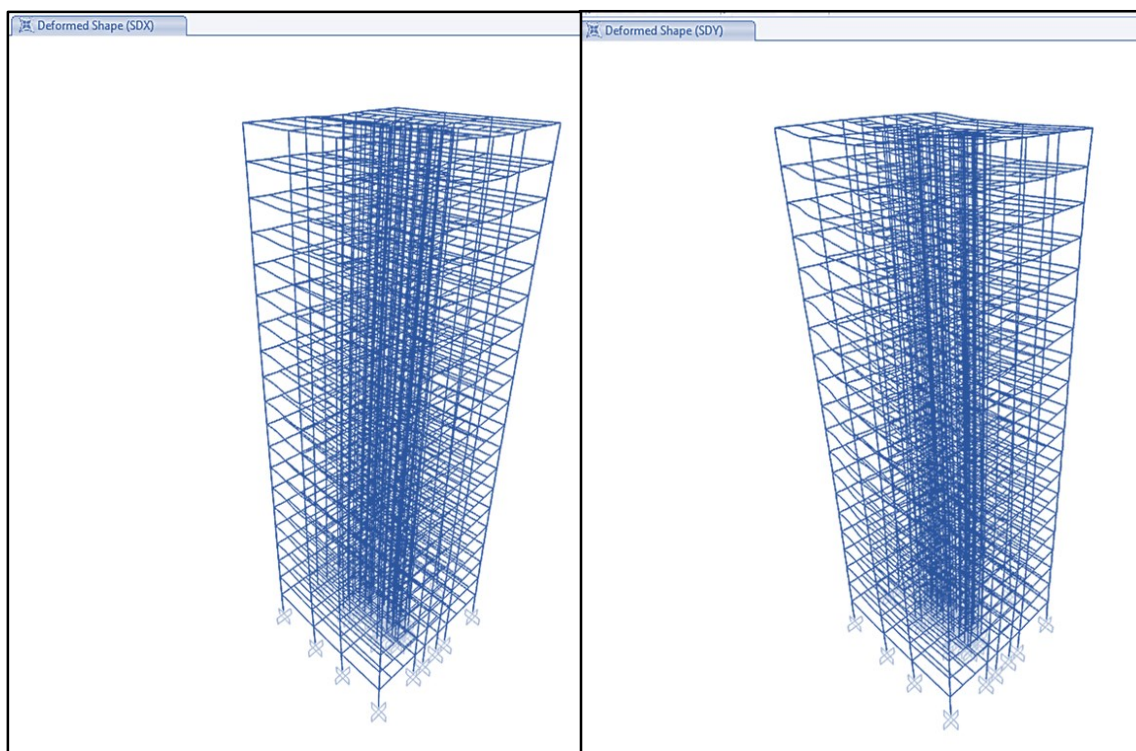


Fig.3.13 Comportamiento de la estructura bajo sismo en x (imagen izquierda) vs. Comportamiento de la estructura bajo sismo en Y(imagen derecha).

3.6.2.1. Participacion Modal de las cargas.

Como se puede observar tanto para el analisis estatico como para el dinamico los 100 modos calculados representan mas del 90% de las cargas tanto para la direccion en X como en Y en cambio para la direccion Z se alcanzan valores muy por debajo del 90%.

Ítem	Estático	Dinámico
Carga	%	%
UX	99,9898	94,5422
UY	99,9438	91,7112
UZ	70,7457	36,7181

3.6.2.2. Periodos de vibracion para los primeros 45 modos.

MODO	Periodo	MODO	Periodo	MODO	Periodo
	Seg		Seg		Seg
1	2,602029	16	0,257638	31	0,214514
2	1,551985	17	0,253962	32	0,208819
3	1,084187	18	0,252001	33	0,205068
4	0,95542	19	0,247838	34	0,202861
5	0,615122	20	0,241696	35	0,201862
6	0,606799	21	0,236152	36	0,20079
7	0,444033	22	0,234052	37	0,198691
8	0,364794	23	0,231977	38	0,198329
9	0,328573	24	0,230089	39	0,19335
10	0,320265	25	0,229481	40	0,192369
11	0,311608	26	0,221499	41	0,191965
12	0,300043	27	0,221308	42	0,191268
13	0,294103	28	0,220222	43	0,189715
14	0,278478	29	0,218151	44	0,187788
15	0,275218	30	0,216699	45	0,185994

3.6.2.3. Razones de participacion modal de los primeros 25 modos y sumatoria total.

MODO	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0,669	0,000001895	0,00000261	0,000001182	0,319	0,0001574
2	0,00006464	0,001243	2,774E-07	0,0003593	0,0001645	0,811
3	0,00001211	0,667	0,000009172	0,321	2,342E-07	0,001433
4	0,021	0,00007731	1,619E-07	0,00001315	0,035	0,079
5	0,167	0,00003483	0,00000147	0,000001287	0,274	0,012
6	0,0000014	0,000005723	9,45E-08	0,0000142	0,000003898	0,031
7	0,000001025	0,000003169	9,453E-08	0,00002542	0,000004688	0,014
8	0,000003702	0,127	0,000003087	0,22	0,00000809	0,000001213
9	0,000003793	0,00001652	2,568E-08	0,00003711	0,00000684	0,007125
10	0,051	0,000002375	0,00002854	0,000001214	0,093	0,000004116
11	0,000006331	0,014	7,537E-07	0,03	0,00001038	0,0000436

12	3,557E-07	0,008863	0,00000125	0,027	0,000001174	0,00006518
13	4,993E-07	0,00005174	3,522E-07	0,0002511	0,000002498	0,0039
14	6,71E-09	0,002992	8,509E-08	0,00448	2,402E-07	0,00004729
15	0,00008768	1,475E-07	0,25	0,0000233	0,002597	1,832E-08
16	0,0008485	0,000001801	0,021	0,00004967	0,031	0,000001358
17	3,901E-08	0,0001116	0,00003706	0,005528	0,00002473	0,001527
18	3,336E-07	0,001589	0,00000484	0,006237	0,000001014	0,001407
19	1,041E-07	0,0009709	3,965E-07	0,0009989	0,000001918	0,0002329
20	0,000001071	0,002574	0,000000403	0,0001145	0,00001396	0,0002782
21	0,01	9,231E-09	0,000005619	0,000002681	0,022	0,00001326
22	0,000006468	0,000462	0,000007648	0,003151	1,884E-07	0,00155
23	0,000008972	0,000007574	0,000001364	0,001416	0,000001097	0,001381
24	0,001441	0,00003377	0,000005878	0,00008238	0,002347	0,0004648
25	0,0005803	0,000001492	0,00002765	0,000001662	0,001087	4,849E-08
Σ	0,944	0,917	0,371	0,778	0,843	0,981

Como se puede observar el primer modo se presenta un desplazamiento en el eje X con una leve rotación en el eje Y, para el segundo modo el comportamiento de la estructura se ve marcado por una torsión, en el tercer modo se presenta un desplazamiento en el eje Y con una rotación en el eje X. El resto de los modos presentan la misma tendencia de traslación en uno de los ejes y rotaciones.

3.6.2.4. Revision de desplazamientos de la estructura.

Dentro del analisis de la estructura se encuentran los desplazamientos que experimenta con el accionar de las fuerzas sismicas, a continuacion se presentan los desplazamientos tanto para el sismo en la direccion X como Y los cuales seran comparados con los desplazamientos permisibles del RNC-07 en su articulo 34 Desplazamiento Lateral.

Desplazamientos SDX

Desp. Prog.	Piso	Desp. Rel.	Hpiso	Dist. Piso	Dis. Servicio	Dis. Colapso
7.8162	20	0.2891	360	0.00080306	0.0023128	0.005782
7.5271	19	0.3776	360	0.00104889	0.0030208	0.007552
7.1495	18	0.4141	360	0.00115028	0.0033128	0.008282
6.7354	17	0.4229	360	0.00117472	0.0033832	0.008458
6.3125	16	0.4087	360	0.00113528	0.0032696	0.008174
5.9038	15	0.3866	360	0.00107389	0.0030928	0.007732
5.5172	14	0.3813	360	0.00105917	0.0030504	0.007626
5.1359	13	0.3757	360	0.00104361	0.0030056	0.007514
4.7602	12	0.3757	360	0.00104361	0.0030056	0.007514
4.3845	11	0.3763	360	0.00104528	0.0030104	0.007526
4.0082	10	0.3722	360	0.00103389	0.0029776	0.007444
3.636	9	0.3828	360	0.00106333	0.0030624	0.007656
3.2532	8	0.3954	360	0.00109833	0.0031632	0.007908
2.8578	7	0.4092	360	0.00113667	0.0032736	0.008184
2.4486	6	0.4223	360	0.00117306	0.0033784	0.008446
2.0263	5	0.4238	360	0.00117722	0.0033904	0.008476
1.6025	4	0.4069	360	0.00113028	0.0032552	0.008138
1.1956	3	0.4038	360	0.00112167	0.0032304	0.008076
0.7918	2	0.456	394	0.00115736	0.0033332	0.00833299
0.3358	1	0.3358	396	0.00084798	0.00244218	0.00610545

Desplazamientos SDY

Desp. Prog.	Piso	Desp. Rel.	Hpiso	Dist. Piso	Dis. Servicio	Dis. Colapso
6.4527	20	0.0338	360	9.3889E-05	0.0002704	0.000676
6.4189	19	0.1896	360	0.00052667	0.0015168	0.003792
6.2293	18	0.2816	360	0.00078222	0.0022528	0.005632
5.9477	17	0.3276	360	0.00091	0.0026208	0.006552
5.6201	16	0.3223	360	0.00089528	0.0025784	0.006446
5.2978	15	0.3142	360	0.00087278	0.0025136	0.006284
4.9836	14	0.333	360	0.000925	0.002664	0.00666
4.6506	13	0.3325	360	0.00092361	0.00266	0.00665
4.3181	12	0.3301	360	0.00091694	0.0026408	0.006602
3.988	11	0.3283	360	0.00091194	0.0026264	0.006566
3.6597	10	0.3205	360	0.00089028	0.002564	0.00641
3.3392	9	0.3285	360	0.0009125	0.002628	0.00657
3.0107	8	0.3339	360	0.0009275	0.0026712	0.006678
2.6768	7	0.3377	360	0.00093806	0.0027016	0.006754
2.3391	6	0.3416	360	0.00094889	0.0027328	0.006832
1.9975	5	0.3414	360	0.00094833	0.0027312	0.006828
1.6561	4	0.3355	360	0.00093194	0.002684	0.00671
1.3206	3	0.3674	360	0.00102056	0.0029392	0.007348
0.9532	2	0.4987	394	0.00126574	0.00364532	0.0091133
0.4545	1	0.4545	396	0.00114773	0.00330545	0.00826364

Según el Artículo 34 del RNC-07 se consideraran los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$

Puesto que $Q' = 4 * 0.8 = 3.2$

Este factor será usado para toda la estructura debido a que se cuenta con el mismo sistema estructural en ambas direcciones.

$$\frac{Q' * \Omega}{2.5} = \frac{3.2 * 2}{2.5} = 2.56$$

Mientras que para el estado límite de colapso los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q*\Omega$.

Según lo anteriormente mencionado para la limitación de daños a elementos no estructurales las diferencias de desplazamientos entre pisos consecutivos no excederán 0.002 veces las diferencias de las elevaciones correspondientes cuando hayan elementos que no soporten grandes deformaciones en el estado de servicio.

Para el estado de colapso los valores límites se encuentran definidos en la tabla 4 del RNC-07 dentro de la cual no se define un valor para sistema a base de marcos dúctiles de acero combinados con muros de concreto por lo tanto se usa el valor límite de 0.003 definido para Marcos dúctiles de acero.

**CAPITULO IV: ANALISIS DE LA ESTRUCTURA INCLUYENDO EL SISTEMA
DE MASAS SINTONIZADAS.**

Por medio de los resultados anteriores se observa que la estructura posee un periodo de 2.60 seg y un desplazamiento de 7.81 cm en el piso superior, se pretende a través de la utilización del sistema de masas sintonizadas disminuir el periodo y por ende los desplazamientos de la estructura.

4.1. Procedimiento para la optimización de los AMS a colocar en la estructura.

Para lograr la reducción de los desplazamientos que es el objetivo principal del uso de AMS en esta estructura, es necesario realizar la sintonización de la masa superior, según el método utilizado inicialmente la masa se considera el 1% de la masa total del edificio que participa su modo fundamental posteriormente se comprueba matricialmente el porcentaje de masa optimizada para la sintonización cabe destacar que el 1% de la masa que se considera inicialmente es un valor recomendado por el autor el cual ha sido obtenido por medio de los diversos estudios y análisis realizados a los AMS.

Se realiza una vez optimizada la masa, el balance energético; para la idealización del AMS en SAP 2000 es necesario colocar un sistema equivalente en la parte superior de la estructura y determinar por medio de iteraciones la ubicación idónea del AMS lo cual se detalla a continuación.

4.2. Sintonización de la masa con el 1%.

Para la aproximación del comportamiento dinámico de la estructura con el AMS en la parte superior se considera un sistema de dos grados de libertad. Por lo que conociendo el periodo fundamental de la estructura se conoce la frecuencia de vibración de dicho modo y el porcentaje de masa participando en este. Cabe destacar que el objetivo de la sintonización es lograr que tanto la masa superior como la inferior (edificio) vibren con la misma frecuencia por lo que dicha suposición permite encontrar las características necesarias de la masa superior para que la vibración de esta logre atenuar la vibración del edificio. Dado que la sintonización se realiza en con los dos primeros modos de vibrar se procede al cálculo de la masa del AMS suponiendo una relación $\mu = 0.01$:

$$W_1 = 0.67 * 11608377.53 \text{ Kg} = 7777612.945 \text{ Kg}$$

Para el cálculo de la masa correspondiente al sistema se tiene lo siguiente:

$$W_{AMS} = W_1 * \mu = 7777612.945 \text{ Kg} * 0.01 = 77776.130 \text{ Kg}$$

$$M_{AMS} = \frac{W_{AMS}}{g} = \frac{77776.130 \text{ Kg}}{9.81 \text{ m/seg}} = 7928.249 \frac{\text{Kg} * \text{s}}{\text{m}}$$

Para la realización de estos cálculos se utilizó como herramienta de apoyo Smath Studio que es un software dinámico para realizar cálculos matemáticos. La sintonización de la masa es uno de los parámetros de optimización del sistema, en la cual se consideran los siguientes datos.

$$\mu = 0.01. \quad \xi_u = 0.3. \quad \xi_L = 0.03$$

1- Calcular la relación de frecuencias Ω , por medio de la ecuación 2.17 detallada en el inciso 2.8.4.

$$\Omega := \frac{(\xi_u - \xi_1)}{(1 + \mu) \cdot \xi_u - \xi_1} = 0.989$$

2- Frecuencia de la masa superior obtenida por medio del periodo fundamental obtenido con el análisis de la estructura. ecuación 2.18 detallada en el inciso 2.8.4

$$\text{Para } \omega_1 := 2.4147 \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

$$\omega_u := \omega_1 \cdot \Omega = 2.3882 \text{ Hz}$$

3-. Rigidez de la masa superior, se determina por medio de la ecuación 2.20 del inciso 2.8.4

$$M_u := 7928.2496 \text{ kg} \frac{\text{s}}{\text{m}}$$

$$K := M_u \cdot \omega_u^2 \cdot \Omega^2 = 44229.1046 \text{ Hz} \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

4-. Coeficiente de amortiguamiento del sistema está definido según Miranda (2014) por medio de la formula siguiente

$$C_u = 2 \cdot \xi_u \cdot \omega_u \cdot M_u \quad (\text{ec.4.1})$$

$$C_u := 2 \cdot \xi_u \cdot \omega_u \cdot M_u = 11360.3801 \frac{kg}{m}$$

4.3. Determinación matricial de la optimización de la masa.

A continuación, se presentan los cálculos matriciales que representan el funcionamiento de la estructura principal con la aplicación del AMS en la parte superior para obtener la optimización de la masa y lograr la sintonización.

La ecuación de movimiento para un sistema mecánico de un grado de libertad excitado por un movimiento horizontal del terreno, es a como sigue:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = 0 \quad (\text{ec.4.2})$$

Fuente: Bozzo y Barbat (2000)

En la expresión M, C y K son la masa, constante de amortiguamiento y rigidez del sistema, respectivamente. De la misma manera \ddot{x} y \dot{x} representa la segunda y primera derivada con respecto al tiempo o al desplazamiento relativo x.

Por medio del Método de Edificio de Cortante se determinarán los modos de vibrar de los pisos que comprenden el edificio para obtener la relación de masa adecuada para lograr la sintonización entre la estructura inferior y la superior por lo que se procede a obtener la matriz de masa y rigidez de la estructura principal presentada a continuación.

Considerando que la masa y rigidez de cada piso se concentraran en un solo punto a nivel de entresijos a como se muestra en la figura 4.1:

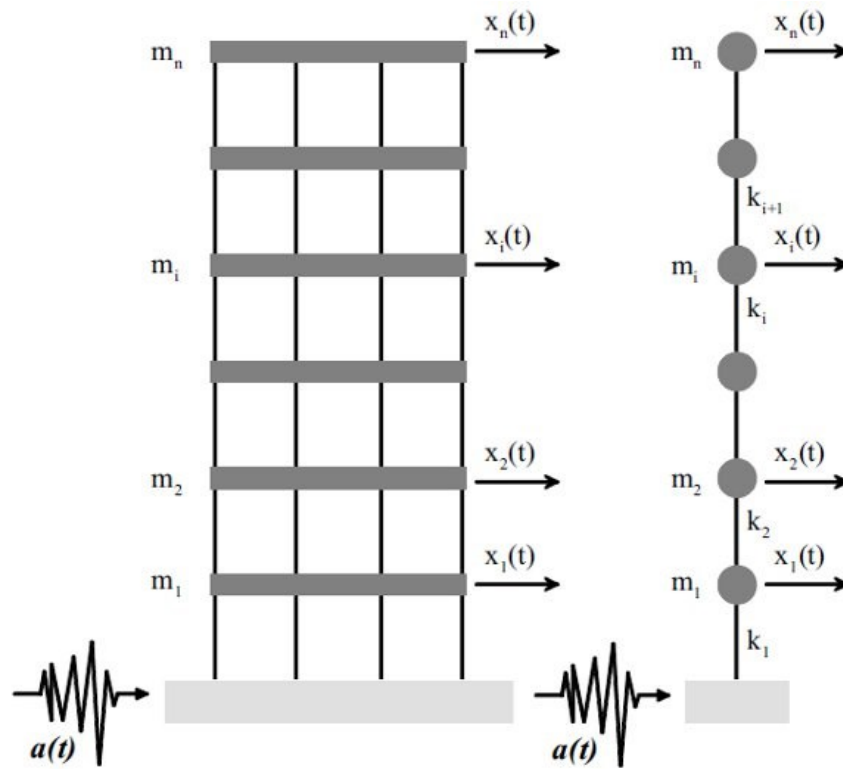


Fig.4.1 Representación gráfica de la rigidez y masa en cada piso.

M :-	62065.27727	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	61556.88379	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	60285.96534	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	60349.4893	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	59916.60143	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	59916.60143	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	59916.60143	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	59916.60143	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	59916.60143	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59935.60245	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59797.70948	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59797.70948	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59797.70948	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59797.70948	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59797.70948	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59753.37207	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59548.44139	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59548.44139	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59548.44139
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	36551.82244

Matriz de Masa del Edificio con AMS en la parte superior.

K :-	257582223.6	-76265853.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	-76265853.75	125731002.6	-49465148.88	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	-49465148.88	86409204.42	-36944055.54	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	-36944055.54	65951698.04	-29007642.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	-29007642.5	53012455.86	-24004813.36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	-24004813.36	44572447.91	-20567634.54	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	-20567634.54	38635440.4	-18067805.85	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	-18067805.85	34233423.56	-16165617.71	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	-16165617.71	30834752.49	-14669134.77	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	-14669134.77	28048437.54	-13379302.77	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-13379302.77	25702640.66	-12323337.88	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-12323337.88	23745202.21	-11421864.33	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-11421864.33	22054350.55	-10632486.22	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-10632486.22	20568722.72	-9936236.492	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-9936236.492	19222265.48	-9286028.99	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-9286028.99	17959162.14	-8673133.147	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-8673133.147	16843917.26	-8170784.111	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-8170784.111	15931677.55	-7760893.438
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-7760893.438	11716899.68
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4189660.613
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4189660.613

Matriz de Rigidez del Edificio con AMS en la parte superior.

Cuando se prescinde del amortiguamiento se obtiene conforme a Bozzo y Barbat (2000) que:

$$M\ddot{x}+Kx=0 \quad (\text{ec.4.3})$$

este es el sistema de ecuaciones que define las vibraciones no amortiguadas del modelo al considerar que el amortiguamiento es bastante pequeño.

Esta ecuación tiene soluciones particulares según Bozzo et. al (2000) del tipo:

$$X(t)=A e^{j\omega t} \quad (\text{ec.4.4})$$

El vector A contiene las amplitudes del desplazamiento, ω es la pulsación y $j=\sqrt{-1}$. Note que el escalar $e^{j\omega t}$ representa un movimiento armónico de la formula $e^{j\omega t}=\cos \omega t + j \sin \omega t$. Sustituyendo esto y aplicando la segunda derivada se obtiene de acuerdo a Bozzo et. Al. (2000):

$$(K- \omega^2 M) = A \quad (\text{ec.4.5})$$

Este sistema de ecuaciones algebraicas lineales y homogéneas constituye un problema de auto valores. Dicho sistema tiene soluciones A distintas a la trivial- es decir, el modelo vibra- solamente si el determinante de la matriz de coeficientes es igual a cero, como indica Bozzo et. Al. (2000).

$$|K-\omega^2 M|=0 \quad (\text{ec.4.6})$$

Si el determinante se desarrolla en su forma polinómica se obtiene la ecuación característica.

$257582223.6 - 62065.27727 \cdot w^2$	-76265853.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-76265853.75	$125731002.6 - 61556.88379 \cdot w^2$	-49465148.88	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-49465148.88	$86409204.42 - 60285.96534 \cdot w^2$	-36944055.54	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	-36944055.54	$65951698.04 - 60349.4893 \cdot w^2$	-29007642.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-29007642.5	$53012455.86 - 59916.60143 \cdot w^2$	-24004813.36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	-24004813.36	$44572447.91 - 59916.60143 \cdot w^2$	-20567634.54	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	-20567634.54	$38635440.4 - 59916.60143 \cdot w^2$	-18067805.85	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	-18067805.85	$34233423.56 - 59916.60143 \cdot w^2$	-16165617.71	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	-16165617.71	$30834752.49 - 59916.60143 \cdot w^2$	-14669134.77	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	-14669134.77	$28048437.54 - 59935.60245 \cdot w^2$	-13379302.77	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-13379302.77	$25702640.66 - 59797.70948 \cdot w^2$	-12323337.88	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-12323337.88	$23745202.21 - 59797.70948 \cdot w^2$	-11421864.33	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-11421864.33	$22054350.55 - 59797.70948 \cdot w^2$	-10632486.22	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-10632486.22	$20568722.72 - 59797.70948 \cdot w^2$	-9936236.492	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-9936236.492	$19222265.48 - 59797.70948 \cdot w^2$	-9286028.99	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-9286028.99	$17959162.14 - 59753.37207 \cdot w^2$	-8673133.147	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-8673133.147	$16843917.26 - 59548.44139 \cdot w^2$	-8170784.111	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-8170784.111	$15931677.55 - 59548.44139 \cdot w^2$	-7760893.438	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-7760893.438	$11716899.68 - 59548.44139 \cdot w^2$	-4189660.613
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4189660.613	$4189660.613 - 36551.82244 \cdot w^2$

Determinante de la matriz de coeficientes

$$2.2685130012089468505e95 \cdot w^{40} - 3.53203142463182468894e99 \cdot w^{38} + 2.3488234087100341839e103 \cdot w^{36} - 9.0005314090253583965e106 \cdot w^{34} + 2.2488648440323271712e110 \cdot w^{32} - 3.9158425858866163128e113 \cdot w^{30} + 4.9454413945590030419e116 \cdot w^{28} - 4.644353230637935968e119 \cdot w^{26} + 3.2927838776006384702e122 \cdot w^{24} - 1.7766003297975671371e125 \cdot w^{22} \\ + 7.3101958705674399893e127 \cdot w^{20} - 2.2864719647071338012e130 \cdot w^{18} + 5.3886520854875352079e132 \cdot w^{16} - 9.4253855480029145098e134 \cdot w^{14} + 1.1955575593371483038e137 \cdot w^{12} - 1.0626970628132137979e139 \cdot w^{10} + 6.2885178873030600498e140 \cdot w^8 - 2.2863484510149566223e142 \cdot w^6 + 4.4524925015211124352e143 \cdot w^4 - 3.5148463266770468885e144 \cdot w^2 \\ + 4.6139880871564827642e144$$

Forma polinómica de la ecuación característica.

Se entiende que las raíces cuadradas de las soluciones obtenidas de la ecuación característica serán las frecuencias de vibración de la estructura principal siendo el menor de los resultados la frecuencia de vibración del modo fundamental.

$$\begin{aligned}
 W_1 &= \sqrt{1.618} = 1.272 & W_2 &= \sqrt{15.164} = 3.894 & W_3 &= \sqrt{40.300} = 6.348 \\
 W_4 &= \sqrt{75.317} = 8.679 & W_5 &= \sqrt{115.161} = 10.824 & W_6 &= \sqrt{163.778} = 12.798 \\
 W_7 &= \sqrt{216.771} = 14.723 & W_8 &= \sqrt{277.216} = 16.650 & W_9 &= \sqrt{343.092} = 18.523 \\
 W_{10} &= \sqrt{410.836} = 20.269 & W_{11} &= \sqrt{476.081} = 21.819 & W_{12} &= \sqrt{543.092} = 23.206 \\
 W_{13} &= \sqrt{607.145} = 24.640 & W_{14} &= \sqrt{691.172} = 26.290 & W_{15} &= \sqrt{799.992} = 28.284 \\
 W_{16} &= \sqrt{950.612} = 30.832 & W_{17} &= \sqrt{1176.511} = 34.3 & W_{18} &= \sqrt{1561.477} = 39.516 \\
 W_{19} &= \sqrt{2350.221} = 48.479 & W_{20} &= \sqrt{4756.840} = 68.970
 \end{aligned}$$

Una vez obtenidas las frecuencias de vibración se sustituye la frecuencia de menor magnitud para obtener el primer modo de vibración de la estructura.

$$\begin{pmatrix}
 257481803.52 & -76265853.8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -76265853.75 & 125631405 & -49465148.9 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -49465148.9 & 8611663.2 & -36944055.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -36944055.5 & 65854054.1 & -29007642.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -29007642.5 & 52915512.3 & -24004813.4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -24004813.4 & 44475504.3 & -20567634.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -20567634.5 & 38538496.8 & -18067805.9 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -18067805.9 & 34136480 & -16165617.7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -16165617.7 & 30737808.9 & -14669134.8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -14669134.8 & 27951463.22 & -13379302.77 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -13379302.77 & 25605889.45 & -12323337.88 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -12323337.88 & 23648451 & -11421864.33 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -11421864.33 & 21957599.34 & -10632486.22 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -10632486.22 & 20471971.51 & -9936236.49 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -9936236.49 & 19125514.27 & -9286028.99 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -9286028.99 & 17862482.67 & -8673133.147 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -8673133.147 & 16747569.36 & -8170784.111 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -8170784.111 & 15835329.65 & -7760893.438 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -7760893.438 & 11620551.78 & -4189660.613 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -4189660.613 & 4130520.67
 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix}
 z_{11} \\
 z_{21} \\
 z_{31} \\
 z_{41} \\
 z_{51} \\
 z_{61} \\
 z_{71} \\
 z_{81} \\
 z_{91} \\
 z_{101} \\
 z_{111} \\
 z_{121} \\
 z_{131} \\
 z_{141} \\
 z_{151} \\
 z_{161} \\
 z_{171} \\
 z_{181} \\
 z_{191} \\
 z_{201}
 \end{pmatrix}$$

Sistema de ecuaciones para obtener los modos de vibrar de la estructura a partir de las frecuencias obtenidas.

Igualando a 1 la coordenada del último piso encontramos las coordenadas de los pisos inferiores:

$$4189660.613 * Z_{191} + 4130520.67 * Z_{201} = 0 \quad Z_{201} = 1$$

$$Z_{191} = \frac{413520.67}{4189660.61} = 0.986$$

Sustituimos el valor obtenido para encontrar las coordenadas de los demás pisos:

$$-7760893.438 * Z_{181} + 11620551.78 * Z_{191} - 4189660.613 * Z_{201} = 0$$

$$-7760893.438 * Z_{181} + 11620551.78 * (0.986) - 4189660.613 * (1) = 0$$

$$Z_{181} = \frac{7268203.442}{7760893.438} = 0.937$$

$$-8170784.11 * Z_{171} + 15835329.65 * Z_{181} - 7760893.438 * Z_{191} = 0$$

$$-8170784.11 * Z_{171} + 15835329.65 * (0.937) - 7760893.438 * (0.986) = 0$$

$$Z_{171} = \frac{7185462.952}{8170784.111} = 0.879$$

$$-8673133.147 * Z_{161} + 16747569.36 * Z_{171} - 8170784.111 * Z_{181} = 0$$

$$-8673133.147 * Z_{161} + 16747569.36 * (0.879) - 8170784.111 * (0.937) = 0$$

$$Z_{161} = \frac{7065088.755}{8673133.147} = 0.815$$

$$-9286028.99 * Z_{151} + 17862482.67 * Z_{161} - 8673133.147 * Z_{171} = 0$$

$$-9286028.99 * Z_{151} + 17862482.67 * (0.815) - 8673133.147 * (0.879) = 0$$

$$Z_{151} = \frac{6934239.34}{9286028.99} = 0.747$$

$$-9936236,49 * Z_{141} + 19125514,27 * Z_{151} - 9286028,99 * Z_{161} = 0$$

$$-9936236,49 * Z_{141} + 19125514,27 * (0,747) - 9286028,99 * (0,815) = 0$$

$$Z_{141} = \frac{6718645,533}{9936236,49} = 0,676$$

$$-10632486,22 * Z_{131} + 20471971,51 * Z_{141} - 9936236,49 * Z_{151} = 0$$

$$-10632486,22 * Z_{131} + 20471971,51 * (0,676) - 9936236,49 * (0,747) = 0$$

$$Z_{131} = \frac{6416684,083}{10632486,22} = 0,603$$

$$-11421864,33 * Z_{121} + 21957599,34 * Z_{131} - 10632486,22 * Z_{141} = 0$$

$$-11421864,33 * Z_{121} + 21957599,34 * (0,603) - 10632486,22 * (0,676) = 0$$

$$Z_{121} = \frac{6052871,731}{11421864,33} = 0,530$$

$$-12323337,88 * Z_{111} + 23648451 * Z_{121} - 11421864,33 * Z_{131} = 0$$

$$-12323337,88 * Z_{111} + 23648451 * (0,603) - 11421864,33 * (0,676) = 0$$

$$Z_{121} = \frac{6052871}{11421864,33} = 0,530$$

$$-13379302,77 * Z_{101} + 25605889,45 * Z_{111} - 12323337,88 * Z_{121} = 0$$

$$-13379302,77 * Z_{101} + 25605889,45 * (0,676) - 12323337,88 * (0,530) = 0$$

$$Z_{101} = \frac{5196128,086}{13379302,77} = 0,388$$

$$-14669134,8 * Z_{91} + 27951463,22 * Z_{101} - 13379302,77 * Z_{111} = 0$$

$$-14669134,8 * Z_{91} + 27951463,22 * (0,388) - 13379302,77 * (0,530) = 0$$

$$Z_{91} = \frac{4717447,061}{14669134,8} = 0,322$$

$$-16165617.7 * Z_{81} + 30737808.91 * Z_{91} - 14669134.77 * Z_{101} = 0$$

$$-16165617.7 * Z_{91} + 30737808.91 * (0.322) - 14669134.77 * (0.388) = 0$$

$$Z_{81} = \frac{4205950.178}{16165617.7} = 0.26$$

$$-18067805.9 * Z_{71} + 34136479.98 * Z_{81} - 16165617.7 * Z_{91} = 0$$

$$-18067805.9 * Z_{71} + 34136479.98 * (0.26) - 16165617.7 * (0.322) = 0$$

$$Z_{71} = \frac{3670155.894}{18067805.9} = 0.203$$

$$-20567634.5 * Z_{61} + 38538496.82 * Z_{81} - 18067805.9 * Z_{91} = 0$$

$$-20567634.5 * Z_{61} + 38538496.82 * (0.203) - 18067805.9 * (0.26) = 0$$

$$Z_{61} = \frac{3125685.32}{20567634.5} = 0.152$$

$$-24004813.4 * Z_{51} + 44475504.33 * Z_{61} - 20567634.5 * Z_{71} = 0$$

$$-24004813.4 * Z_{51} + 44475504.33 * (0.152) - 20567634.5 * (0.203) = 0$$

$$Z_{51} = \frac{2585046.955}{24004813.4} = 0.108$$

$$-29007642.5 * Z_{41} + 52915512.28 * Z_{51} - 24004813.4 * Z_{61} = 0$$

$$-29007642.5 * Z_{41} + 52915512.28 * (0.152) - 24004813.4 * (0.108) = 0$$

$$Z_{41} = \frac{2066143.689}{29007642.5} = 0.071$$

$$-36944055.5 * Z_{31} + 65854054.06 * Z_{41} - 29007642.5 * Z_{51} = 0$$

$$-36944055.5 * Z_{31} + 65854054.06 * (0.071) - 29007642.5 * (0.108) = 0$$

$$Z_{31} = \frac{1542812.444}{36944055.5} = 0.042$$

$$-49465148.9 * Z_{21} + 86311663.22 * Z_{31} - 36944055.5 * Z_{41} = 0$$

$$-49465148.9 * Z_{21} + 86311663.22 * (0.042) - 36944055.5 * (0.071) = 0$$

$$Z_{21} = \frac{1002061.915}{36944055.5} = 0.02$$

$$-76265853.75 * Z_{11} + 125631405.1 * Z_{21} - 49465148.9 * Z_{31} = 0$$

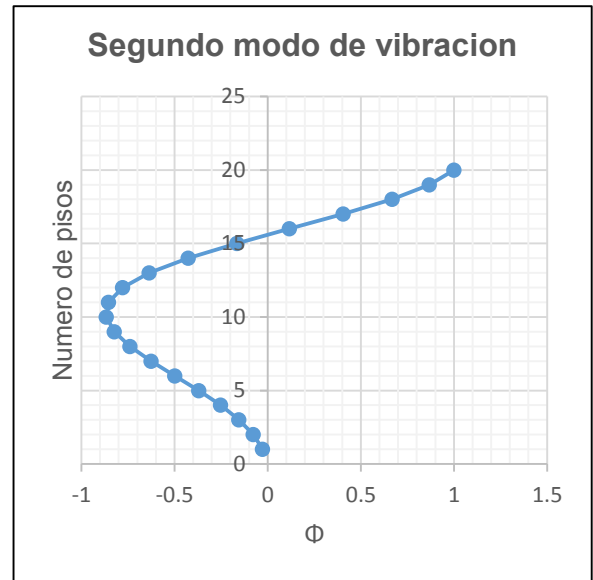
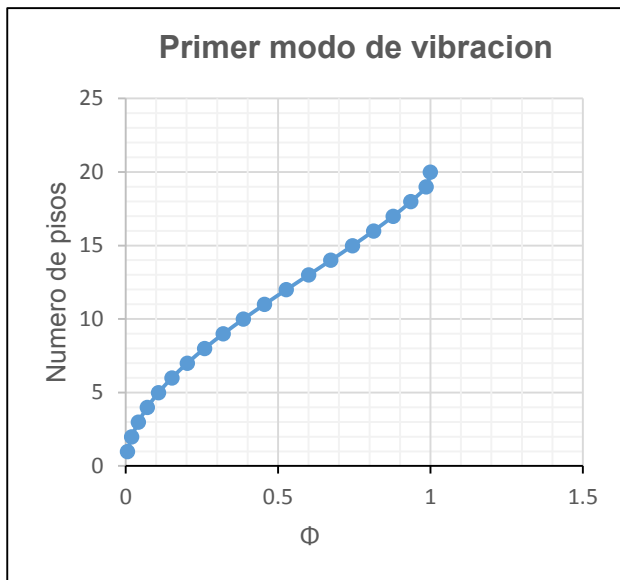
$$-76265853.75 * Z_{11} + 125631405.1 * (0.02) - 49465148.9 * (0.042) = 0$$

$$Z_{11} = \frac{435091.848}{76265853.75} = 0.00596$$

De la misma manera se obtienen las coordenadas modales para el segundo modo de vibrar.

$$\begin{array}{l} \text{Modo}_1 = \begin{bmatrix} 0.00595988 \\ 0.02012121 \\ 0.04191478 \\ 0.07098396 \\ 0.10776745 \\ 0.15178175 \\ 0.20243613 \\ 0.25901278 \\ 0.32069345 \\ 0.38654717 \\ 0.45594779 \\ 0.52771556 \\ 0.60067749 \\ 0.67359035 \\ 0.74505346 \\ 0.8137577 \\ 0.87824603 \\ 0.93634311 \\ 0.98588431 \\ 1 \end{bmatrix} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Modo}_2 = \begin{bmatrix} -0.02736344 \\ -0.07782388 \\ -0.15415564 \\ -0.25254309 \\ -0.36988152 \\ -0.49767401 \\ -0.62483716 \\ -0.73817214 \\ -0.82335333 \\ -0.86622585 \\ -0.85438631 \\ -0.7786629 \\ -0.6351435 \\ -0.42680002 \\ -0.16490681 \\ 0.11704231 \\ 0.4066876 \\ 0.66919408 \\ 0.86770036 \\ 1 \end{bmatrix} \end{array}$$

Los resultados se encuentran ordenados del primer al último piso.



Una vez conocidos los modos de vibrar y sus coordenadas se procede al cálculo de la masa óptima o efectiva con la ecuación 2.24 obteniendo los siguientes valores:

$$\mu_1 = \frac{M_U}{\sum M_j * \Phi_j^2} = 0.0139$$

$$\mu_2 = \frac{M_U}{\sum M_j * \Phi_j^2} = 0.0115$$

Para la masa a colocar en el programa SAP se consideró un promedio en la relación de masas anteriormente mostradas, el resultado obtenido es de 0.0127 para tener un valor optimizado del 1% asumido al inicio del análisis del sistema.

Cálculo de la rigidez del amortiguador de masas según la ecuación 2.20 del inciso 2.8.4, para este punto es necesario obtener la masa efectiva del AMS.

$$M_{ue} := 10068.877 \text{ kg} \quad \mu_e := 0.0127$$

$$\Omega_e := \frac{(\xi_u - \xi_1)}{(1 + \mu_e) \cdot \xi_u - \xi_1} = 0.9861$$

$$K_u := M_{ue} \cdot \omega_1^2 \cdot \Omega_e^2 = 57086.8813 \text{ m Pa}$$

Calculo del coeficiente de amortiguamiento del AMS.

$$\omega_{ue} := \omega_1 \cdot \Omega_e = 2.3811 \text{ Hz}$$

$$C_{ue} := 2 \cdot \xi_u \cdot \omega_{ue} \cdot M_{ue} = 14385.002 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$$

4.4. Cálculo del balance energético.

Como se explicó en el inciso 2.8.4.2 los AMS se encargan de disipar la energía cinética que le es entregada al edificio cuando ocurre un sismo, a continuación, se muestran los cálculos que demuestran la transferencia de energía en tres fases.

4.4.1. Balance de energía Cinética.

Cuando en ambos modos, la energía cinética impartida tanto para la masa superior como las masas inferiores es igual.

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 1$$

1-. Por tanto, la relación de frecuencias es a como sigue según la ecuación 2.24 definida para una masa optimizada $\mu=0.0127$.

$$\Omega := \frac{1}{\sqrt{1-\mu}} = 1.0064$$

2-. Razón de esfuerzo energético modal se obtienen de la siguiente manera.

$$\beta_1 := \frac{(1-\sqrt{\mu})}{1+\sqrt{\mu}} = 0.7974 \quad \text{y} \quad \beta_2 := \frac{(1+\sqrt{\mu})}{1-\sqrt{\mu}} = 1.254$$

3-. Cuando la componente modal inferior es normalizada a uno, los modos se pueden escribir de la siguiente manera.

$$x_1^T := [78.74 \ 1] \quad x_2^T := [1 \ 78.74]$$

4- Se consideran las razones de frecuencia del primer y segundo modo respecto a la frecuencia de la estructura principal. Las ecuaciones 2.29 y 2.30 definen las ecuaciones que se muestran a continuación.

$$\omega_1 := 2.4147 \frac{rad}{s}$$

$$\omega_1 := \omega_1 \cdot \sqrt{\frac{1}{1-\sqrt{\mu}}} = 2.5635 \text{ Hz} \quad \text{y} \quad \omega_2 := \omega_1 \cdot \sqrt{\frac{1}{1+\sqrt{\mu}}} = 2.2892 \text{ Hz}$$

5- Cálculo de los factores de participación modal. Las ecuaciones 2.31 y 3.32 definen los cálculos siguientes.

$$\gamma_1 := \frac{(1+\sqrt{\mu})}{2} = 0.5563 \quad \text{y} \quad \gamma_2 := \frac{(1-\sqrt{\mu})}{2} = 0.4437$$

6- Cálculo de los factores de amortiguamiento modal, definidas en las ecuaciones 2.33 y 2.34, considerando

$$\xi_u = 0.3. \quad \xi_L = 0.03$$

$$\xi_1 := \left(\frac{(1-\sqrt{\mu})}{2} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \xi_u + \left(\frac{(1+\sqrt{\mu})}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \xi_L = 0.111$$

$$\xi_2 := \left(\frac{(1+\sqrt{\mu})}{2} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \xi_u + \left(\frac{(1-\sqrt{\mu})}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \xi_L = 0.1445$$

4.4.2. Balance de energía en la condición de resonancia entre la parte superior e inferior.

Como anteriormente se menciona cuando la parte superior entre en resonancia con la parte inferior se establece que la razón de frecuencia entre ambas se establece igual a:

$$\Omega = 1$$

1-. Relación de la energía cinética modal, están definidas en las ecuaciones 2.35 y 2.36 en el capítulo 2.

$$\mu := 0.0127$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{(\sqrt{4+\mu} + \sqrt{\mu})}{2} \right)^2 = 1.1192 \quad \text{y} \quad \alpha_2 := \left(\frac{(\sqrt{4+\mu} - \sqrt{\mu})}{2} \right)^2 = 0.8935$$

2-. Relación entre la energía almacenada entre el resorte superior con respecto a la energía almacenada en el resorte inferior.

$$\beta_1 := (\sqrt{\alpha_1} - \sqrt{\mu})^2 = 0.8935 \quad \text{y} \quad \beta_2 := (\sqrt{\alpha_2} - \sqrt{\mu})^2 = 0.6931$$

3-. Para el estado de resonancia. Previamente definida en la ecuación 2.39.

$$\sqrt{\alpha_1} - \sqrt{\alpha_2} = 0.1127$$

$$\sqrt{\mu} = 0.1127$$

4-. Se sustituye en la ecuación para obtener:

$$\beta_1 := \alpha_2$$

$$\beta_2 := \alpha_1$$

5-. Determinación de las formas modales.

$$\sqrt{\frac{(\sqrt{4+\mu} + \sqrt{\mu})}{2 \cdot \mu}} = 9.127 \quad \sqrt{\frac{(\sqrt{4+\mu} - \sqrt{\mu})}{2 \cdot \mu}} = 8.6272$$

Se determina la matriz traspuesta de los valores anteriormente encontrados.

$$\mathbf{x}_1^T := [9.127 \ 1]$$

$$\mathbf{x}_2^T := [8.6272 \ 1]$$

6-. Determinación de la relación de frecuencia, determinadas anteriormente en las ecuaciones 2.43 y 2.44.

$$\omega_1 := 2.4147 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\omega_1 := \omega_1 \cdot \frac{(\sqrt{4+\mu} - \mu)}{2} = 2.4032 \text{ Hz} \quad \omega_2 := \omega_1 \cdot \frac{(\sqrt{4+\mu} + \mu)}{2} = 2.4339 \text{ Hz}$$

7-. Factores de participación modal para los dos primeros modos.

$$\gamma_1 := \frac{(\sqrt{4+\mu} + \mu)}{2 \cdot \sqrt{4+\mu}} = 0.5032 \quad \gamma_2 := \frac{(\sqrt{4+\mu} - \mu)}{2 \cdot \sqrt{4+\mu}} = 0.4968$$

8-. Factores de amortiguamiento modal para la condición de amortiguamiento:

$$\xi_u := 0.30 \quad \xi_1 := 0.03$$

$$\xi_1 := \frac{(2 + \mu - (\sqrt{\mu \cdot (4 + \mu)}))}{2 \cdot \sqrt{4 + \mu}} \cdot \xi_u + \frac{1}{\sqrt{4 + \mu}} \cdot \xi_1 = 0.1488$$

$$\xi_2 := \frac{(2 + \mu + (\sqrt{\mu \cdot (4 + \mu)}))}{2 \cdot \sqrt{4 + \mu}} \cdot \xi_u + \frac{1}{\sqrt{4 + \mu}} \cdot \xi_1 = 0.1826$$

4.4.3. Balance perfecto de energía de deformación.

Para ambos modos cuando la energía de deformación almacenada en el resorte superior es idéntica a la energía almacenada en el resorte inferior, se establece que las relaciones entre estas serán:

$$\beta_1 = \beta_2 = 1$$

Se establece entonces la ecuación 2.49 previamente definida:

$$\sqrt{\alpha_1} - \sqrt{\alpha_2} = 2\sqrt{\mu} \quad \mu = 0.0127$$

$$s := 2 \cdot \sqrt{\mu} = 0.2254$$

1-. Cálculo de razón de frecuencia. De finida previamente en la ecuación 2.50.

$$\Omega := \frac{1}{\sqrt{1+\mu}} = 0.9937$$

2-. Relación de energía cinética modal. Estas soluciones están definidas en las ecuaciones 2.51 y 2.52 del capítulo 2.

$$\alpha_1 := (\sqrt{1+\mu} + \sqrt{\mu})^2 = 1.2522 \quad \alpha_2 := (\sqrt{1+\mu} - \sqrt{\mu})^2 = 0.7986$$

3-. Vectores modales. Corresponden a las ecuaciones 2.53 y 2.54 (matrices traspuestas)

$$1 + \frac{\sqrt{1+\mu}}{\sqrt{\mu}} = 9.9297 \quad 1 - \frac{\sqrt{1+\mu}}{\sqrt{\mu}} = -7.9297$$

Se realiza la matriz traspuesta como sigue a continuación.

$$x_1^T := [9.9297 \ 1] \quad x_2^T := [-7.9297 \ 1]$$

4-. Frecuencias para los dos primeros modos. Las soluciones corresponden a las ecuaciones 2.55 y 2.56

$$\omega_1 := 2.4147 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\omega_1 := \omega_1 \cdot \sqrt{1 - \left(\sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right)} = 2.2755 \text{ Hz}$$

$$\omega_2 := \omega_1 \cdot \sqrt{1 + \left(\sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right)} = 2.5463 \text{ Hz}$$

5-. Factores de participación modal.

$$\gamma_1 := 0.5 \quad \gamma_2 := 0.5$$

6-. Factores de amortiguamiento. Estos factores están previamente definidos en la ecuación 2.59 y 2.60.

$$\xi_u := 0.30 \quad \xi_1 := 0.03$$

$$\xi_1 := \frac{\sqrt{1+\mu}}{2 \cdot \sqrt{1+\mu} + \sqrt{\mu \cdot (1+\mu)}} \cdot \xi_u + \frac{1}{2 \cdot \sqrt{1+\mu} + \sqrt{\mu \cdot (1+\mu)}} \cdot \xi_1 = 0.1564$$

$$\xi_1 := \frac{\sqrt{1+\mu}}{2 \cdot \sqrt{1+\mu} - \sqrt{\mu \cdot (1+\mu)}} \cdot \xi_u + \frac{1}{2 \cdot \sqrt{1+\mu} - \sqrt{\mu \cdot (1+\mu)}} \cdot \xi_1 = 0.175$$

4.5. Idealización del AMS modelado en el software SAP2000.

La teoría sobre amortiguadores de masa indica, que este sistema está compuesto de una masa, un resorte y un amortiguador, considerando los objetivos planteados para este trabajo y tomando en cuenta la teoría citada, el software SAP2000 no es una herramienta que posee las propiedades necesarias para modelar un AMS y realizar un análisis lineal del mismo, sino que está orientado a un análisis no lineal.

Para realizar un análisis lineal del sistema se propuso entonces un modelo equivalente del sistema a través de una columna de acero empotrada de 1 m de longitud, con una masa concentrada en el extremo según indica Ambrossini et. Al. (2004), de la misma manera

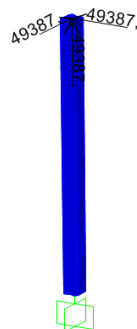


Fig.4.2 Columna equivalente AMS.

Para la determinación de los parámetros óptimos del amortiguador de masas a modelar se siguieron los siguientes criterios:

1. Para la masa del amortiguador se consideró el 1% de la masa total de la estructura, a como se indica en la teoría buscando la configuración optima del sistema lo que significa un $\mu=0.01$, lo cual se corrobora con el cálculo de la razón de masa.
2. Se considera una razón de frecuencia de entre el AMS y la estructura de 1 es decir una sintonía perfecta, por consiguiente, en el modelo la rigidez del resorte estará definida por la rigidez flexional de la viga por medio de la ecuación de la frecuencia fundamental de una viga en voladizo con una carga concentrada en el extremo, bajo esta condición la masa de la columna se desprecia y solo se considera la masa concentrada. según indica Ambrossini et. Al.(2007)

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EI}{ML^3}} \quad (\text{ec.4.7})$$

Por medio de la ecuación 3.1 es posible determinar la inercia de la columna de acero por tanto las dimensiones necesarias y obtener así la rigidez que necesita el sistema.

3. Se considera un amortiguamiento ficticio equivalente al amortiguamiento del material de la columna y de esta manera simular el amortiguamiento del dispositivo.

A continuación, se muestra el cálculo de la determinación de las dimensiones de la columna equivalente utilizada, a partir de la rigidez calculada anteriormente.

DETERMINACION DE SECCION DE COLUMNA EQUIVALENTE DE ACERO		
Elasticidad del material		
E=	2038 ton/cm	
Dimensiones		
B=	7.62 cm	
H=	7.613 cm	
Longitud de la columna		
L=	100 cm	
Rigidez calculada		
K =	5708.68 ton/cm	
Inercia		
I=1/12b*h ³ =	280.1826346	
Rigidez flexional.		
k=EI/L=	5710.122093 ton/cm	rigidez de seccion propuesta cumple!
$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EI}{ML^3}}$		
f	0.296674348	

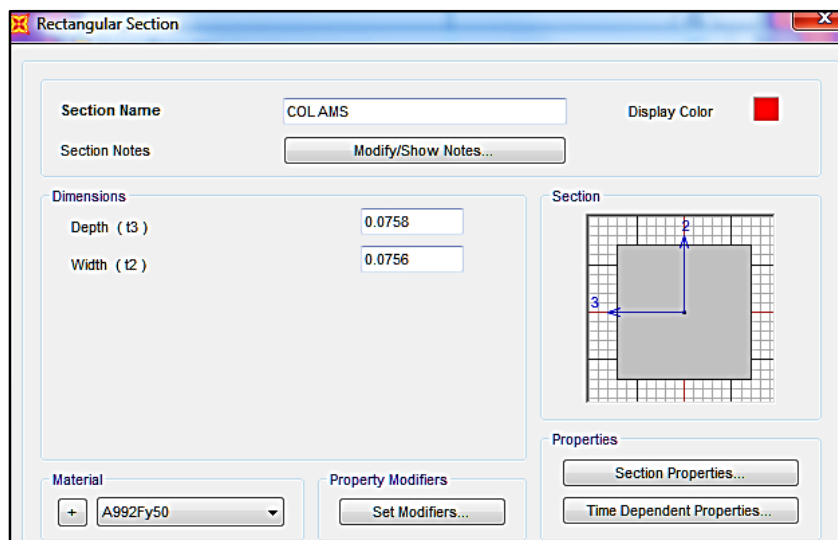


Fig.4.3 Sección de columna modelada en SAP2000.

Anteriormente se muestra la sección de columna equivalente utilizada en la parte superior de la estructura de 20 niveles.

4.6. Análisis de la estructura en SAP2000 incluyendo AMS.

Una vez revisada la estructura modelada a como se indicó en el capítulo 3 se procede a colocar el AMS previamente definido en el inciso 4.5 de este documento.

4.6.1. Determinación de la ubicación óptima del AMS en la parte superior del edificio.

La ubicación óptima de los amortiguadores de masa sintonizados es la que permite disminuir los desplazamientos del edificio y por ende disminuir el periodo de la estructura.

La literatura consultada indica que la posición óptima será la que se encuentre más cerca de su centro de masa; por tanto, se plantean una serie de pruebas de posición aleatoria a continuación y se determina por medio de los resultados obtenidos cual sería la ubicación óptima del AMS.

4.6.1.1. Primera comprobación experimental de la posición de los AMS.

A continuación, se muestra una de las ubicaciones propuestas en las cual se analiza el sistema.

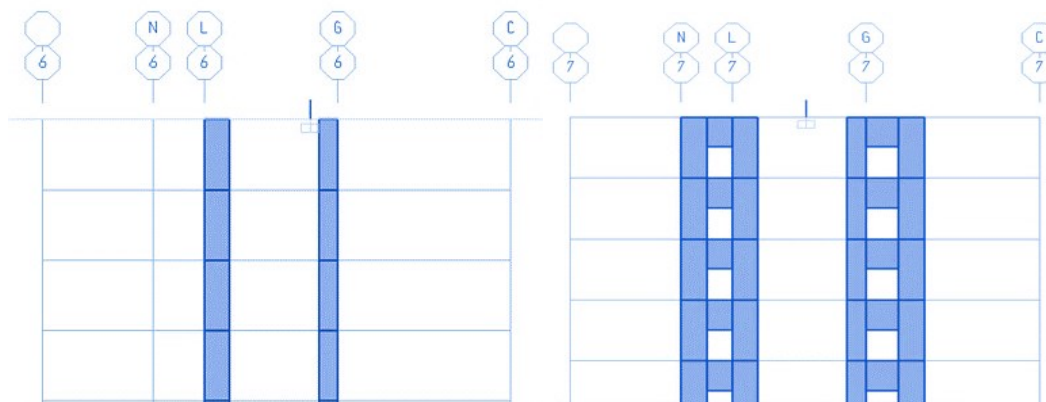


Fig.4.4 Ubicación experimental de las columnas.

En la imagen anterior se observan las ubicaciones de las columnas equivalentes en la estructura en los ejes 6 y 7, entre los ejes L y E.

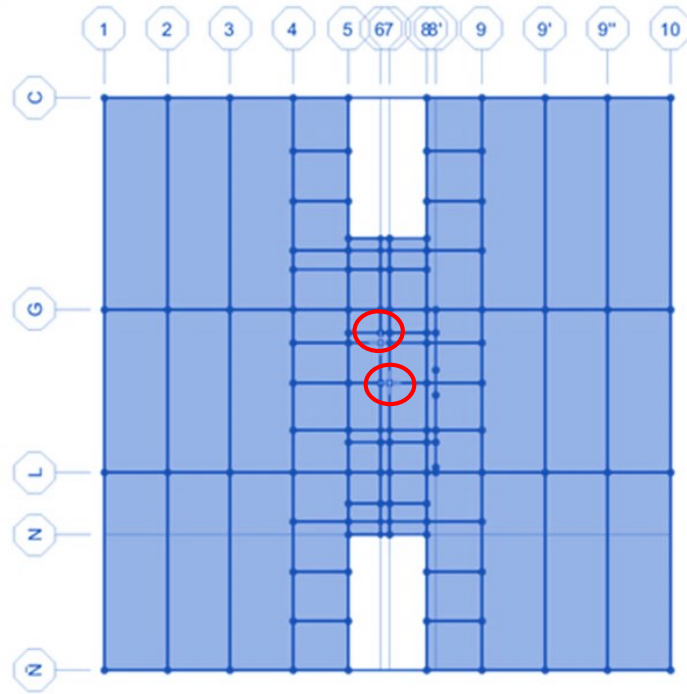


Fig.4.5 Ubicación experimental de las columnas en planta.

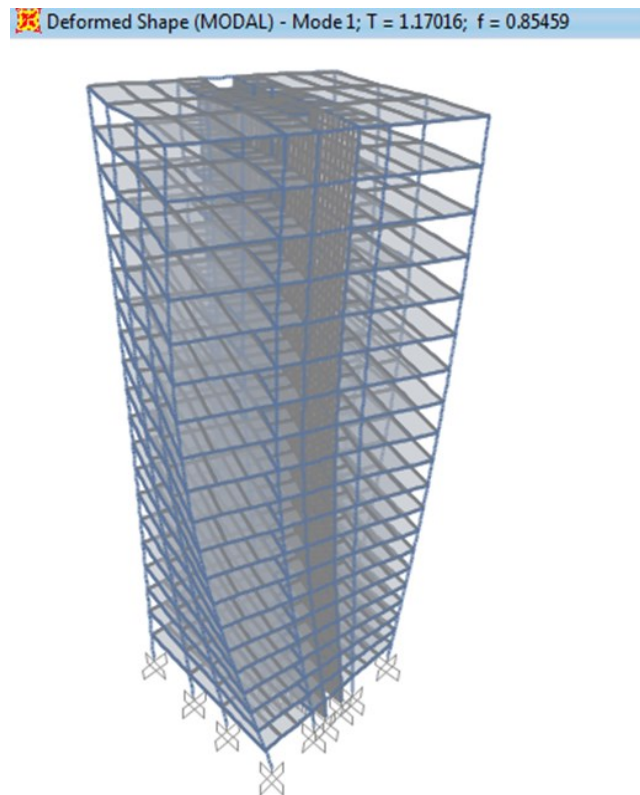


Fig.4.6 Periodo de la estructura 0.85 seg.

Se observa que el periodo de la estructura es de 1.17 lo cual es menor que 2.6 segundos que es el periodo de la estructura sin AMS a continuación se muestra los periodos para los 20 primeros modos así como sus razones de participación modal.

Modos	Periodo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	1.170158	0.00589	0.00002111	3.561E-07	0.00002948	0.0005928	0.848
2	0.858803	0.783	0.000003785	0.000003412	1.613E-07	0.007445	0.005629
3	0.602818	0.000008446	0.0004863	8.343E-07	0.00003819	0.0002907	0.044
4	0.447739	0.000004038	0.0008438	1.463E-07	0.00004985	0.0001345	0.037
5	0.384191	0.000004631	0.641	6.228E-07	0.007294	0.0005511	0.0000108
6	0.369347	0.000002844	0.000989	4.389E-08	0.00005712	0.002621	0.011
7	0.36002	0.002794	0.0004327	0.000003481	0.00002892	0.549	0.00001087
8	0.316009	9.381E-07	0.0005689	0.000000179	0.266	0.00002443	0.0007238
9	0.315591	0.000001851	0.00002783	5.084E-08	0.026	0.00001717	0.007347
10	0.298112	1.175E-07	0.037	3.377E-07	0.0002948	9.639E-10	0.00007369
11	0.282867	3.239E-07	0.0001599	3.48E-08	0.049	7.815E-07	0.00003982
12	0.278788	0.0000369	0.00001341	1.491E-07	0.0004475	0.000002824	0.003229
13	0.26657	3.632E-07	0.008507	2.791E-07	0.0003058	5.129E-07	0.0001494
14	0.262332	0.068	0.00002454	0.001594	0.00001775	0.003058	6.381E-07
15	0.260085	0.0009436	0.000001051	0.228	0.00002412	0.002108	1.792E-10
16	0.258196	0.001199	2.11E-08	0.02	0.00003521	0.03	6.12E-08
17	0.252756	0.00008059	0.0006387	0.000000416	0.001725	0.000001523	0.003219
18	0.250209	0.000004723	0.00004971	3.219E-07	0.016	0.000001926	0.000687
19	0.24632	0.0001785	0.001486	5.127E-07	0.0002045	0.0000105	0.0009169
20	0.235522	1.658E-07	0.003717	1.628E-07	0.0006878	9.043E-07	0.00005748

Tabla 4.1 Periodos y razones de participación modal para los primeros 20 modos.

Se observa que con la ubicación utilizada para el primer modo prevalece una rotación en la estructura se proceda a seguir iterando y verificar si es posible reducir los desplazamientos

4.6.1.2. Segunda comprobación experimental de la posición de los AMS.

Se realiza una segunda iteración utilizando una ubicación diferente de las columnas el fin de estas comprobaciones es determinar por medio de prueba y error el comportamiento más adecuado del AMS en la estructura.

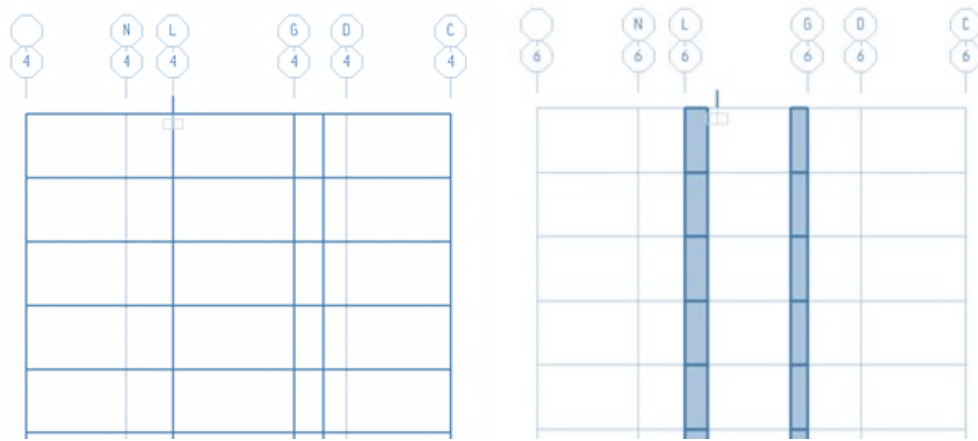


Fig.4.7 Ubicación experimental de las columnas.

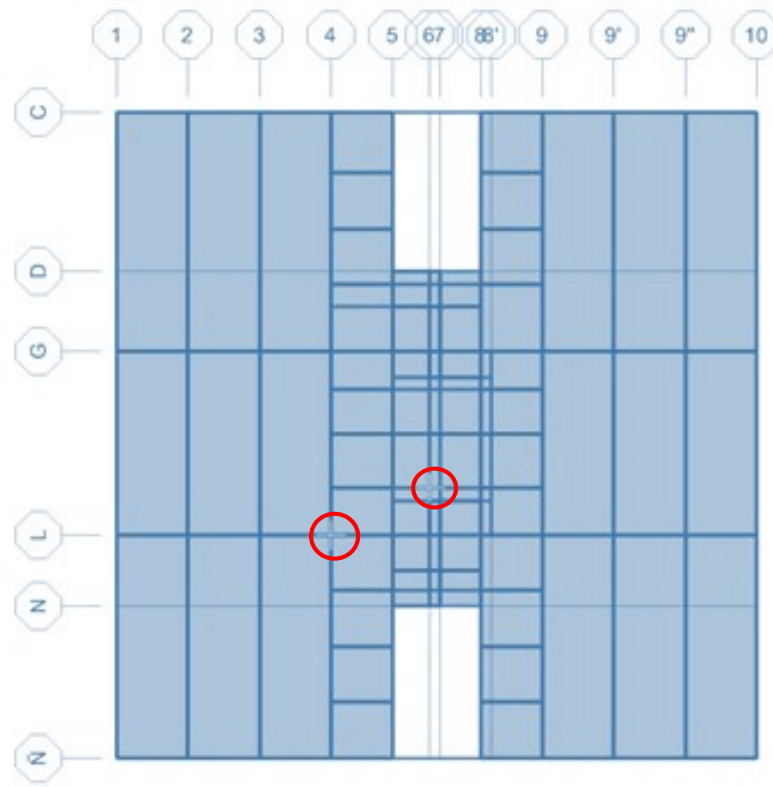


Fig.4.8 Ubicación experimental de las columnas en planta.

Para la segunda iteración se presentan los periodos para los primeros 20 modos como se observa a continuación.

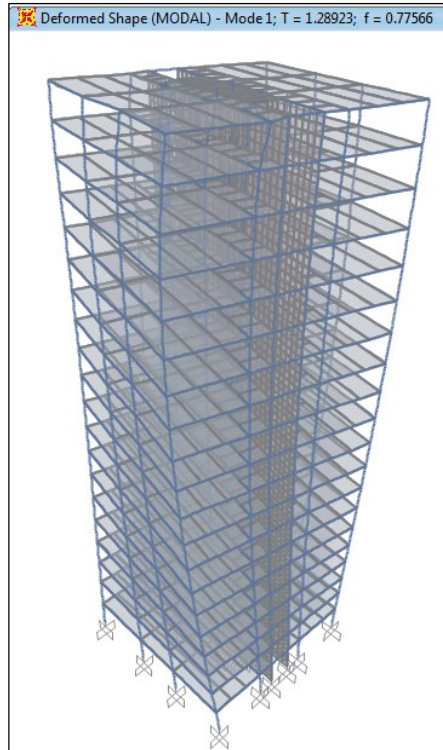


Fig.4.9 Periodo de la estructura

Modos	Periodo(seg)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	1.28923	0.032	0.0003635	9.727E-07	0.0005563	0.009342	0.804
2	1.112968	0.0008566	0.002474	8.959E-18	0.006856	0.002454	0.001287
3	1.112968	0.003269	0.002035	6.759E-18	0.00564	0.009366	0.0003812
4	1.112968	0.005395	0.000445	3.558E-18	0.001233	0.015	0.0002229
5	1.112968	0.00003937	0.004606	1.276E-16	0.013	0.0001128	0.0003193
6	0.866656	0.755	0.00003052	0.00002485	1.855E-08	0.006578	0.032
7	0.604589	0.00359	0.002435	1.295E-07	0.0006286	0.00494	0.056
8	0.447131	0.00003309	0.006334	4.493E-07	0.0009529	0.008064	0.033
9	0.389886	0.000006007	0.639	8.241E-07	0.011	0.001408	0.001053
10	0.371775	0.0007835	0.009821	0.00001061	0.0002343	0.272	0.013
11	0.363392	0.00127	0.0007874	0.000004902	0.0002914	0.274	0.0007672
12	0.317165	0.00002153	0.001553	0.000007923	0.255	0.0002452	0.0006915
13	0.314353	0.000185	0.0003763	1.319E-07	0.032	0.0006763	0.007576
14	0.297843	0.000005326	0.034	0.00000449	0.0008618	0.000001748	0.0003641
15	0.282356	0.000003489	0.0002001	0.000009026	0.047	0.000002362	0.0001348
16	0.278253	0.001908	0.000005865	1.412E-08	0.0006778	0.00001687	0.003264
17	0.267009	0.062	0.000095	0.00006693	0.0001156	0.0005108	0.00008473
18	0.265767	0.002953	0.008965	0.00001548	0.000185	0.00002253	0.0001906
19	0.25917	0.0002371	8.521E-08	0.191	0.00001301	0.008727	9.535E-08
20	0.25565	0.0005433	1.137E-07	0.063	7.819E-09	0.024	7.557E-09

Tabla 4.2 Periodos y razones de participacion modal para los 20 primeros modos.

Se observa que con la ubicación utilizada para el primer modo desarrolla traslaciones y una rotación en la estructura se procedera a seguir iterando y verificar si es posible reducir el periodo de la estructura

4.6.1.3. Tercera comprobación experimental de la posición de los AMS..

Se realiza una tercera iteración para determinar de qué manera se comporta la estructura a medida que se cambian las posiciones aleatoriamente en la estructura y comprobar si lo que indica la teoría sobre colocar los amortiguadores cerca del centro de masa es la localización adecuada para una mejor respuesta del edificio.

A continuación, se muestra el análisis realizado para esta iteración.

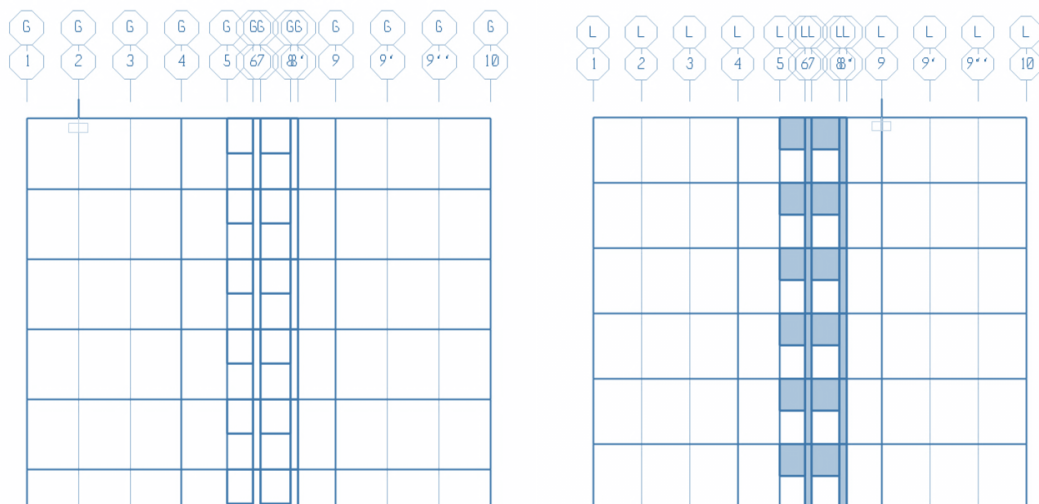


Fig.4.10 Ubicación experimental de las columnas.

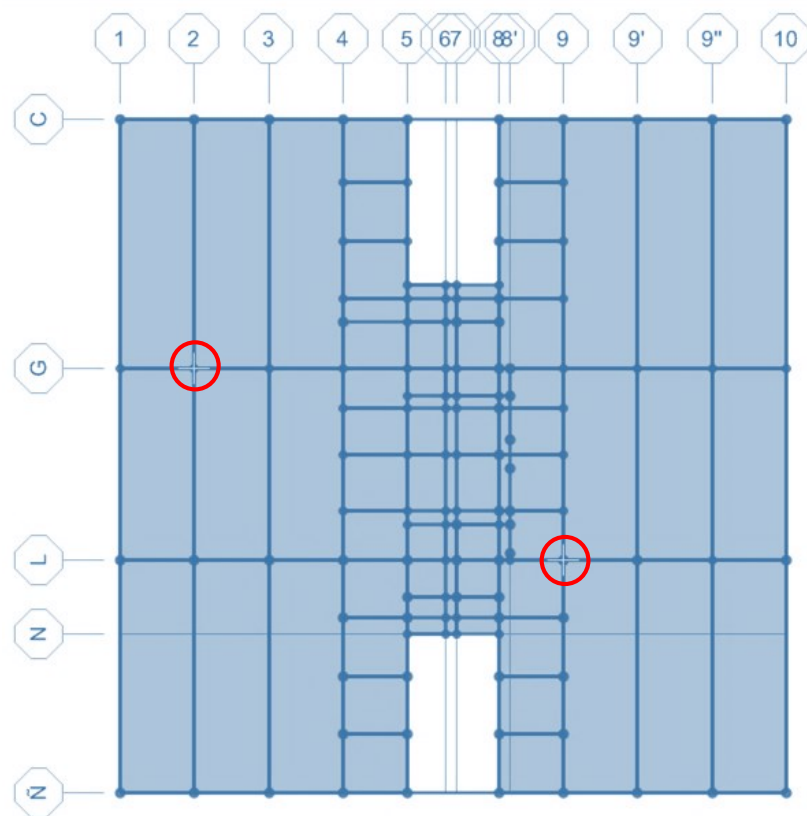


Fig.4.11 Ubicación experimental de las columnas en planta.

modos	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	1.042364	0.029	0.001611	9.228E-08	0.0002402	0.005103	0.834
2	0.88393	0.78	0.0001488	0.00001025	0.00003951	0.017	0.028
3	0.670091	0.00001727	0.706	0.00002232	0.26	0.0000152	0.00211
4	0.570297	0.00102	0.0005805	2.207E-07	0.0001755	0.002779	0.017
5	0.433133	0.00002279	0.000005502	4.612E-07	0.00001921	0.011	0.049
6	0.384242	0.001074	0.0000101	0.00001735	0.00001072	0.592	0.004602
7	0.359521	0.00007435	0.00007793	1.833E-07	0.0007166	0.012	0.003072
8	0.331025	0.000009147	0.092	0.00001704	0.256	9.884E-07	0.000002451
9	0.309956	0.0001565	0.000508	2.899E-07	0.0002932	0.0003898	0.012
10	0.299711	0.00001325	0.016	0.000005332	0.018	0.000008627	0.0003218
11	0.282925	0.0000138	0.004116	0.000009088	0.033	7.438E-07	0.000002945
12	0.275161	0.009621	0.00006142	0.00001754	0.000000388	0.00006781	0.001585
13	0.271169	0.066	0.00001341	0.00002261	0.00001478	0.00003594	0.000007177
14	0.265879	0.0001476	0.004884	0.0000552	0.0009037	0.00001034	0.00005716
15	0.257141	0.0001834	0.000008055	0.168	0.00004814	0.011	5.007E-07
16	0.251607	0.00007069	0.00001694	0.037	0.012	0.007547	0.0008228
17	0.250939	0.0001878	0.00003181	0.055	0.003394	0.016	0.0004306
18	0.249587	0.0005804	0.0003858	0.0002069	0.002266	0.000006478	0.005601
19	0.246862	0.000399	0.00164	0.00002193	0.001746	0.000005553	0.000137
20	0.241191	0.00004927	0.003379	0.0002425	0.0001207	0.00005759	0.0001699

Tabla 4.3 Periodos y razones de participacion modal para los primero 20 modos.

Se observa que la posición de las columnas equivalentes si bien ha disminuido el periodo al alejarlo de su centro de masa este, aumenta la torsión, la teoría indica que a medida que se aleja el AMS del centro de masa, este tiende a generar que la estructura entre en resonancia que es un efecto contrario al que se pretende llegar con el uso de AMS en la parte superior de un edificio.

Se presenta entonces a continuación la ubicación más adecuada de los AMS en la estructura.

4.6.2. Ubicación óptima del AMS en la estructura.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos a partir de colocar las columnas equivalentes cerca del centro de masa de la estructura.

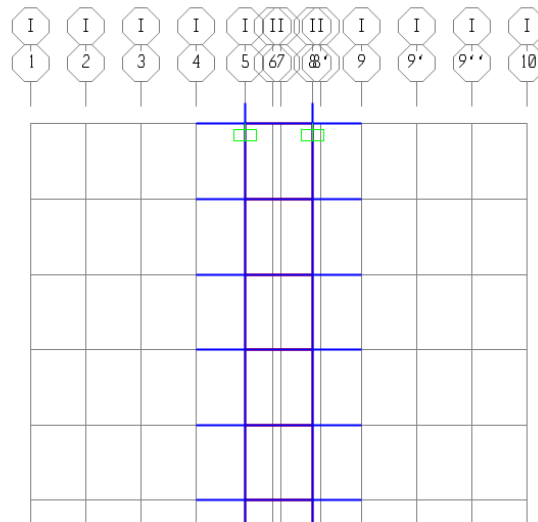


Fig.4.12 Ubicación de las columnas en elevación.

En este caso las columnas se encuentran localizadas ambas en el eje I en intersección con los ejes 5 y 8.

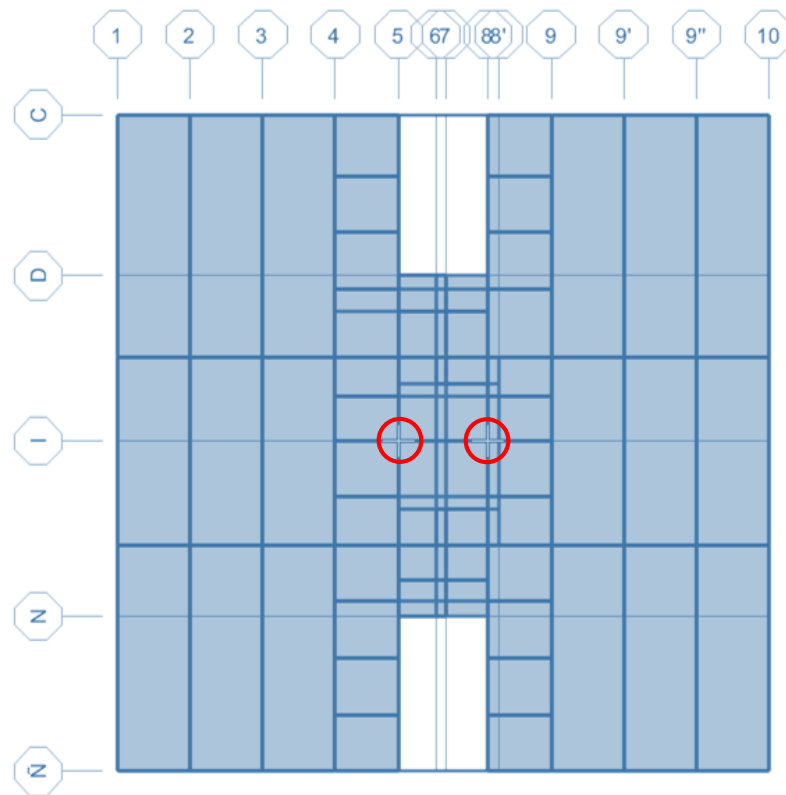


Fig.4.13 Ubicación de las columnas en planta.

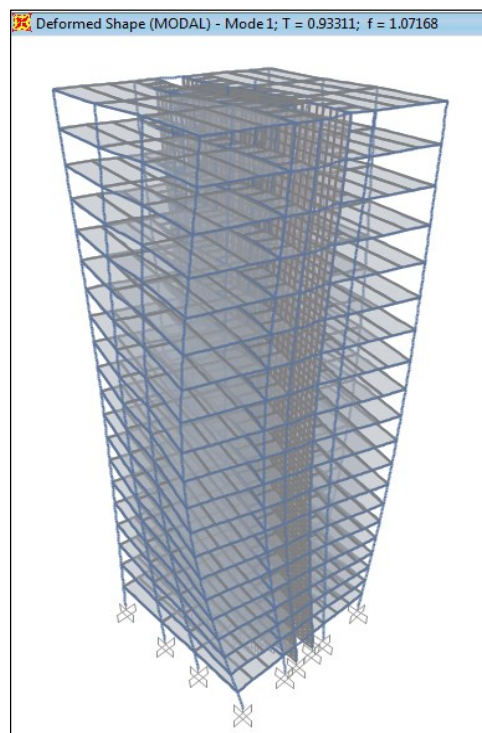


Fig.4.14 periodo de la estructura con AMS en la parte superior

Modos	Periodo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.933115	0.002311	0.0002465	7.969E-09	0.000000479	0.000002106	0.87
2	0.792433	0.78	0.000001402	0.000002985	2.742E-07	0.002336	0.00253
3	0.56813	0.00002514	0.00008217	1.253E-07	0.000005492	0.000002744	0.002906
4	0.442166	0.000005131	0.0003341	1.33E-08	0.00001546	0.0000407	0.054
5	0.37936	0.000000377	0.619	0.00000177	0.002308	0.0001229	0.00001868
6	0.368043	5.524E-08	0.0002343	3.138E-08	0.00008651	0.000197	0.006922
7	0.351744	0.0004828	0.000107	0.000003713	0.00001086	0.548	0.000001446
8	0.315194	0.000003623	0.00003086	2.545E-10	0.009281	8.958E-07	0.009448
9	0.314561	1.779E-07	0.0001443	5.319E-07	0.27	0.00001465	0.000305
10	0.297648	1.391E-07	0.039	3.325E-08	0.00001036	1.943E-07	0.0001032
11	0.282635	4.133E-07	0.00004074	2.448E-07	0.051	6.535E-07	0.00002069
12	0.278475	0.000003373	0.00002409	2.634E-09	0.0003141	0.000001492	0.002606
13	0.266465	0.00001125	0.008896	1.497E-07	0.0002361	0.000002595	0.0001632
14	0.261773	0.068	0.000002409	0.001961	0.000007184	0.006616	0.000007083
15	0.259568	0.001902	1.339E-08	0.206	0.00002971	0.002666	2.432E-08
16	0.258061	0.002546	1.002E-08	0.029	0.00002958	0.026	3.242E-08
17	0.252259	0.00005859	0.0003304	0.000001597	0.002664	5.364E-08	0.003247
18	0.250118	7.879E-07	0.00007201	2.373E-07	0.015	0.000001429	0.0007833
19	0.24377	0.00003796	0.001384	2.741E-07	0.0000276	9.811E-07	0.003487
20	0.235421	0.000004659	0.003652	3.814E-08	0.0006026	0.000006451	8.874E-10
21	0.232874	0.00003567	0.0001436	0.000002724	0.0006485	0.0002131	0.001575
22	0.229546	0.002485	0.000001153	0.00000931	0.000004791	0.017	0.00005128
23	0.22887	0.001102	0.00004738	0.00002476	0.000001888	0.003251	0.0001657
24	0.227302	0.0003201	0.000009023	3.095E-08	0.00001768	0.029	0.000189
25	0.22293	0.00001018	0.000387	7.861E-07	0.027	0.00004756	0.000004112
26	0.221847	0.000001831	7.565E-07	0.0004954	0.0001052	0.000005261	0.0001343
27	0.221212	0.000001176	0.00003954	0.000009055	0.001458	0.00003618	0.00004048
28	0.217995	0.0002358	0.0001188	0.000009092	0.000001413	0.000001288	0.003693
29	0.214962	0.0003185	0.00007331	0.000003551	0.00014	0.00002886	0.00008287
30	0.20979	0.00001267	0.001984	0.00001139	0.0009376	9.183E-07	0.00002703

Tabla 4.4 Periodos y razones de participación modal para los primeros 30 modos.

Una vez se ha reducido el periodo a 0.93 se detiene la iteración; de manera experimental se han realizado las comprobaciones anteriores cabe destacar nuevamente que estas pruebas se realizaron con el fin de observar la manera en que se ve afectado el comportamiento de los edificios a medida que se van acercan o alejando las columnas que simulan los AMS en la parte superior y se optó por la ubicación actual que reduce considerablemente los desplazamientos.

Se considera la más idónea ya que al revisar en puntos más cercanos al centro de masa el periodo de la estructura no varía significativamente. A continuación se muestran los desplazamientos obtenidos con esta posición.

Piso	Desp. Rel.	Hpiso	Dist. Piso	Dis. Servicio	Dis. Colapso	Desp. Prog.
20	-0.3049	360	-0.00084694	-0.0024392	-0.006098	1.0513
19	-0.4106	360	-0.00114056	-0.0032848	-0.008212	1.3562
18	-0.4541	360	-0.00126139	-0.0036328	-0.009082	1.7668
17	-0.4523	360	-0.00125639	-0.0036184	-0.009046	2.2209
16	-0.4115	360	-0.00114306	-0.003292	-0.00823	2.6732
15	-0.3439	360	-0.00095528	-0.0027512	-0.006878	3.0847
14	-0.2734	360	-0.00075944	-0.0021872	-0.005468	3.4286
13	-0.1821	360	-0.00050583	-0.0014568	-0.003642	3.702
12	-0.0758	360	-0.00021056	-0.0006064	-0.001516	3.8841
11	0.0374	360	0.00010389	0.0002992	0.000748	3.9599
10	0.1423	360	0.00039528	0.0011384	0.002846	3.9225
9	0.2397	360	0.00066583	0.0019176	0.004794	3.7802
8	0.3235	360	0.00089861	0.002588	0.00647	3.5405
7	0.3916	360	0.00108778	0.0031328	0.007832	3.217
6	0.4442	360	0.00123389	0.0035536	0.008884	2.8254
5	0.4737	360	0.00131583	0.0037896	0.009474	2.3812
4	0.4732	360	0.00131444	0.0037856	0.009464	1.9075
3	0.4816	360	0.00133778	0.0038528	0.009632	1.4343
2	0.5492	394	0.00139391	0.00401446	0.01003614	0.9527
1	0.4035	396	0.00101894	0.00293455	0.00733636	0.4035

Tabla 4.5 Desplazamientos con AMS bajo SDX.

Piso	Desp. Rel.	Hpiso	Dist. Piso	Dis. Servicio	Dis. Colapso	Desp. Prog.
20	-0.2477	360	-0.00068806	-0.0019816	-0.004954	0.9272
19	-0.2685	360	-0.00074583	-0.002148	-0.00537	1.1749
18	-0.2543	360	-0.00070639	-0.0020344	-0.005086	1.4434
17	-0.2382	360	-0.00066167	-0.0019056	-0.004764	1.6977
16	-0.2167	360	-0.00060194	-0.0017336	-0.004334	1.9359
15	-0.1731	360	-0.00048083	-0.0013848	-0.003462	2.1526
14	-0.132	360	-0.00036667	-0.001056	-0.00264	2.3257
13	-0.0856	360	-0.00023778	-0.0006848	-0.001712	2.4577
12	-0.0338	360	-9.3889E-05	-0.0002704	-0.000676	2.5433
11	0.0247	360	6.8611E-05	0.0001976	0.000494	2.5771
10	0.0791	360	0.00021972	0.0006328	0.001582	2.5524
9	0.1286	360	0.00035722	0.0010288	0.002572	2.4733
8	0.1738	360	0.00048278	0.0013904	0.003476	2.3447
7	0.2143	360	0.00059528	0.0017144	0.004286	2.1709
6	0.2448	360	0.00068	0.0019584	0.004896	1.9566
5	0.2617	360	0.00072694	0.0020936	0.005234	1.7118
4	0.2739	360	0.00076083	0.0021912	0.005478	1.4501
3	0.3186	360	0.000885	0.0025488	0.006372	1.1762
2	0.4452	394	0.00112995	0.00325425	0.00813563	0.8576
1	0.4124	396	0.00104141	0.00299927	0.00749818	0.4124

Tabla 4.6 Desplazamientos con AMS bajo SDY.

CAPITULO V: COMPARACION DE RESULTADOS.

Una vez realizado el análisis de la estructura con y sin AMS, se procede a presentar la comparación de resultados obtenidos y determinar si el sistema es adecuado en este caso para reducir los desplazamientos generados por fuerzas sísmicas.

5.1. Periodo de la estructura.

Se muestra a continuación el periodo de la estructura con y sin AMS.

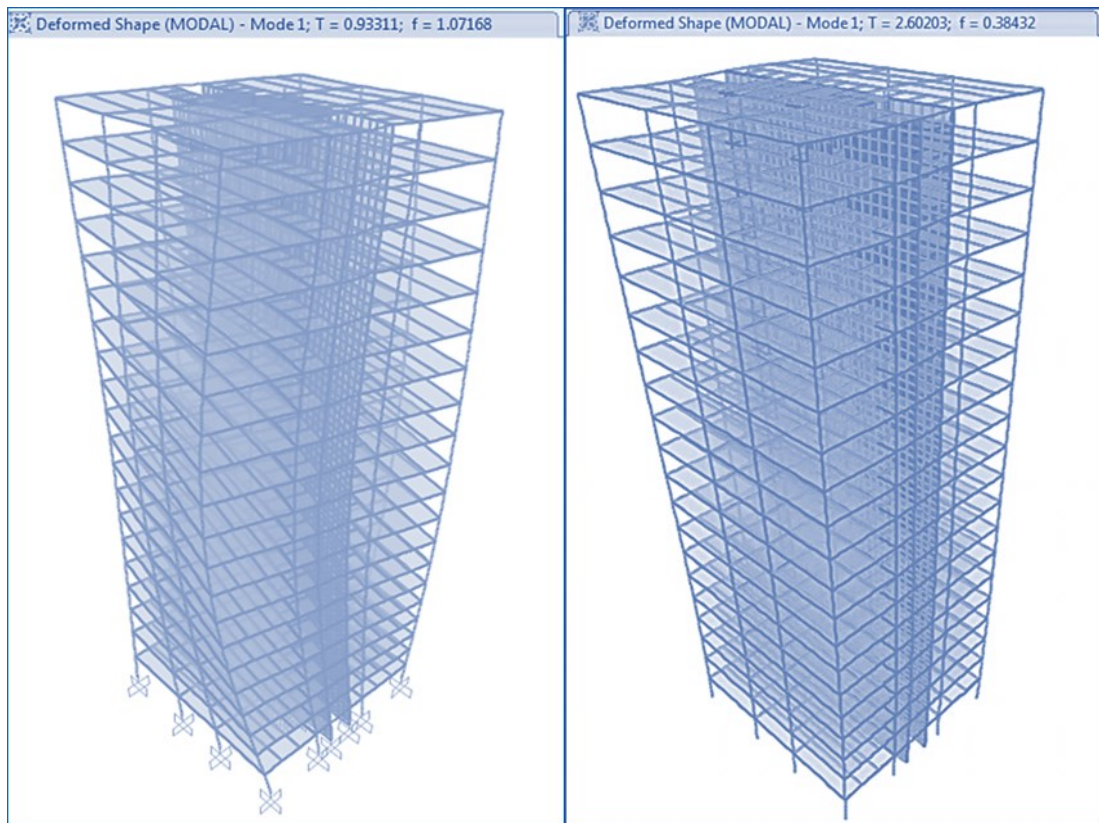


Fig.4.14 periodo de la estructura con AMS en la parte superior

Se observa en la imagen derecha un periodo de 2.6 segundos, vs 0.93 segundos de la imagen izquierda

MODO	SIN AMS	CON AMS	% RED
	Periodo (seg)	Periodo (seg)	
1	2.602029	0.933115	0.641389
2	1.551985	0.792433	0.489407
3	1.084187	0.56813	0.475985
4	0.95542	0.442166	0.537202
5	0.615122	0.37936	0.383277
6	0.606799	0.368043	0.393468
7	0.444033	0.351744	0.207843
8	0.364794	0.315194	0.135967
9	0.328573	0.314561	0.042645
10	0.320265	0.297648	0.07062
11	0.311608	0.282635	0.092979
12	0.300043	0.278475	0.071883
13	0.294103	0.266465	0.093974
14	0.278478	0.261773	0.059987
15	0.275218	0.259568	0.056864
16	0.257638	0.258061	-0.00164
17	0.253962	0.252259	0.006706
18	0.252001	0.250118	0.007472
19	0.247838	0.24377	0.016414
20	0.241696	0.235421	0.025962

Tabla 5.1 Comparación de los periodos con y sin AMS.

La tabla anterior nos muestra los periodos para los primeros 20 modos, se observa que una vez aplicado el AMS el periodo de la estructura se reduce en un 64% para el primer modo y un 48% para el segundo modo, esto según la teoría consultada es un resultado satisfactorio.

5.2. Desplazamientos con y sin AMS.

Se observa los desplazamientos tabulados experimentados en la estructura tanto con el AMS como sin él; para comparar la reducción significativa que proporciona la aplicación del sistema en los desplazamientos.

A continuación se muestran los desplazamientos para los 20 pisos.

PISOS	SDX SIN AMS	SDX CON AMS	% RED	SDY SIN AMS	SDY CON AMS	% RED
	Desp (cm)	Desp (cm)		Desp (cm)	Desp (cm)	
1	7.8162	1.0513	0.865497	6.4527	0.9272	0.856308
2	7.5271	1.3562	0.819824	6.4189	1.1749	0.816962
3	7.1495	1.7668	0.752878	6.2293	1.4434	0.768289
4	6.7354	2.2209	0.670265	5.9477	1.6977	0.714562
5	6.3125	2.6732	0.576523	5.6201	1.9359	0.65554
6	5.9038	3.0847	0.477506	5.2978	2.1526	0.59368
7	5.5172	3.4286	0.378562	4.9836	2.3257	0.533329
8	5.1359	3.702	0.279192	4.6506	2.4577	0.471531
9	4.7602	3.8841	0.184047	4.3181	2.5433	0.411014
10	4.3845	3.9599	0.096841	3.988	2.5771	0.353786
11	4.0082	3.9225	0.021381	3.6597	2.5524	0.302566
12	3.636	3.7802	-0.03966	3.3392	2.4733	0.259314
13	3.2532	3.5405	-0.08831	3.0107	2.3447	0.221211
14	2.8578	3.217	-0.12569	2.6768	2.1709	0.188994
15	2.4486	2.8254	-0.15388	2.3391	1.9566	0.163524
16	2.0263	2.3812	-0.17515	1.9975	1.7118	0.143029
17	1.6025	1.9075	-0.19033	1.6561	1.4501	0.124389
18	1.1956	1.4343	-0.19965	1.3206	1.1762	0.109344
19	0.7918	0.9527	-0.20321	0.9532	0.8576	0.100294
20	0.3358	0.4035	-0.20161	0.4545	0.4124	0.092629

Tabla 5.2 Comparación de los desplazamientos con y sin AMS.

Se observa una reducción significativa de los desplazamientos por piso tanto para la dirección X como para la dirección Y, siendo la dirección X donde predominan los mayores desplazamientos de la estructura.

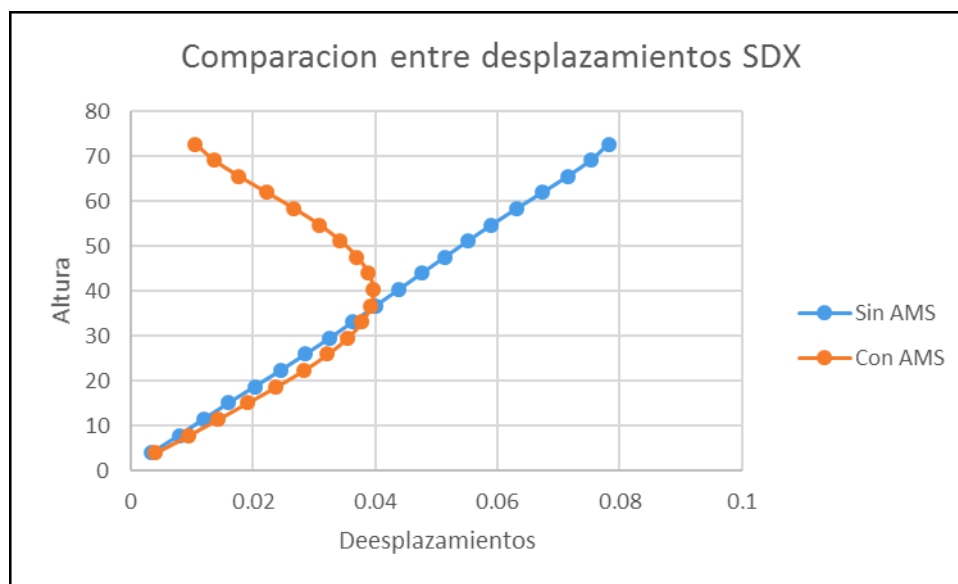


Fig.4.15 Grafico de desplazamiento bajo SDX.

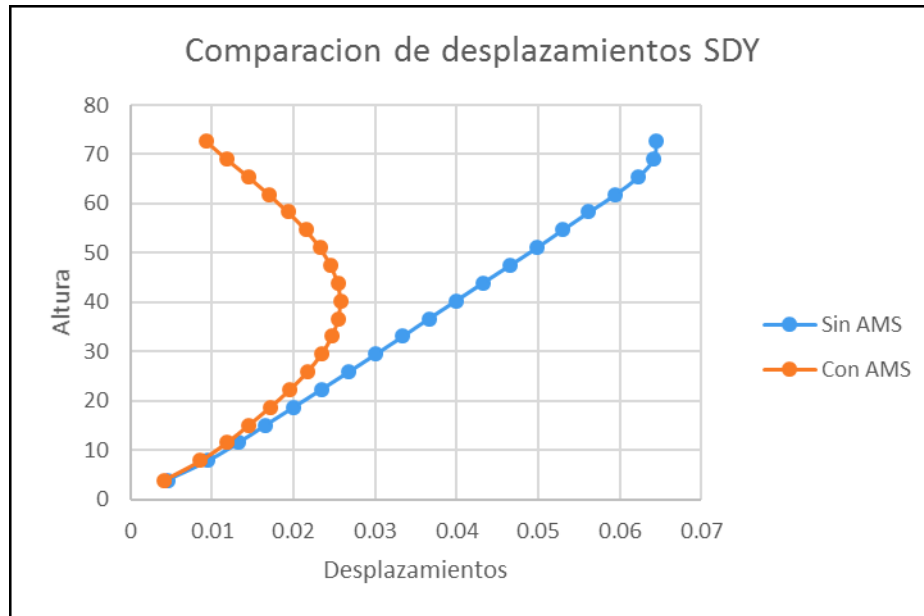


Fig.4.16 Grafico de desplazamiento bajo SDY.

En las figuras 4.15 y 4.16 se observa gráficamente la reducción de los desplazamientos es notorio el comportamiento del edificio en el caso que se le colocan AMS, aun así cabe destacar según el RNC-07 el límite de servicio según el inciso c del artículo 34 es 0.002, los resultados obtenidos por medio de la inclusión del sistema indica que se sobrepasa por poco el límite de servicio no así el limite por colapso.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Conclusiones

De los resultados obtenidos se puede plantear que el sistema provee una disminución representativa tanto para los desplazamientos de la estructura como para los modos de vibración de la misma. Por tanto, se concluye que:

- Al llevar a cabo el análisis de la estructura con la implementación del AMS se observó que su modelación en el programa SAP no incluye todas las características necesarias para realizar un análisis de forma lineal, por tanto, se debe colocar un sistema equivalente que se adapte mejor a las propiedades que se pretenden modelar.
- La posición óptima del AMS en la estructura se determinó por medio de diferentes pruebas cercanas al centro de masa, dicha posición es la que permitió obtener menores desplazamientos y por ende la disminución del periodo.
- Como se observó en la tabla de resultados planteada anteriormente, el periodo del modo fundamental de la estructura corresponde a 2.61 seg. Mientras que en el modelo en el cual se incluye el AMS se obtiene un periodo de 0.93 seg. Lo cual representa una reducción de un 64%, según la teoría consultada es una reducción adecuada para un análisis lineal.
- Según la configuración estructural del edificio este presenta torsiones debido a la excentricidad existente entre el centro de rigidez y el centro de masa, esta surge (excentricidad) por la asimetría en planta respecto al uso de muros en el núcleo de ascensores y por la discontinuidad que presentan estos.
- Las herramientas de SAP 2000 presentan propiedades más adecuadas para diseños de AMS no lineales.
- Según la teoría para la implementación del AMS se considera el 1% de la masa que participa en el modo fundamental, a partir de dicho valor se encuentra una relación de masa optimizada de 1.27% para el edificio en estudio, el cual ha sido obtenido por medio de los cálculos realizados.

- Los desplazamientos de la estructura si bien han disminuido al incluir el sistema presentan un comportamiento alterado en los pisos centrales debido al aporte que representa la masa en la parte superior del edificio.

Recomendaciones.

En base a los resultados obtenidos por medio del análisis de un amortiguador de masa en un edificio de 20 niveles, se recomienda:

- Si se requiere realizar un diseño de un amortiguador de masas sintonizadas, es necesario utilizar otras herramientas (software) que permitan modelar de la forma más cercana posible a la realidad ya que SAP 2000 no posee las características necesarias. Cabe destacar que este documento no abarca el diseño del sistema como tal.
- Es necesario un análisis más detallado y profundo si se pretende controlar los efectos torsionales de la estructura.
- Según la teoría consultada para controlar efectos torsionales es necesario colocar más de dos amortiguadores de masa.
- Se recomienda colocar conjuntamente a este sistema (AMS) uno alternativo como por ejemplo arriostres, para disminuir los desplazamientos en los pisos centrales de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- Ambrossini, D., Cuitiño, G., & Rebeco, J. (2004). Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizados en estructuras sismorresistentes. *Mecánica computacional*, 23, 447-462. Recuperado de <http://www.cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/viewFile/269/258>
- Bassotti R.D. Control de Vibraciones Torsionales en Estructuras Sismorresistentes. Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural. Universidad Tecnológica Nacional. San Miguel de Tucumán, Argentina.
- Bassotti, R., y Ambrosini, D. (2007). Sobre la Utilización de Amortiguadores de Masa Sintonizados en la Provincia de Mendoza. *Mecánica computacional*, 26, 2321-2340. Recuperado de http://www.edutecne.utn.edu.ar/control_vibr_tors/control_vibr_tors.pdf
- Bassotti R. y Ambrosini D. (2004), Influencia de Amortiguadores de Masa Sintonizados en la Disminución de Efectos Torsionales de Estructuras Sismorresistentes. *Mecánica Computacional Vol. XXIII*, pp. 481-497 Bariloche, Argentina. Recuperado de https://www.researchgate.net/profile/Ricardo_Bassotti/publication/229042637_INFLUENCIA_DE_AMORTIGUADORES_DE_MASA_SINTONIZADOS_EN_LA_DISMINUCION_DE_EFECTOS_TORSIONALES_DE_ESTRUCTURAS/links/53e2bd470cf2b9d0d832b54f/INFLUENCIA-DE-AMORTIGUADORES-DE-MASA-SINTONIZADOS-EN-LA-DISMINUCION-DE-EFECTOS-TORSIONALES-DE-ESTRUCTURAS.pdf
- Beard C.F. (1996) *Structural Vibrations Analysis and Damping*. Butterworth-Heinemann. Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP 200 Wheeler Road, Burlington, MA 01803. C. F. Beards. All rights reserved.
- Bozzo L. y Barbat A. (2000) *Diseño Sismorresistente de Edificios*. (pp 253) Barcelona, España, ed. REVERTE S.A.
- Chapoñan L.E. (Mayo, 2015) *Dispositivos Antisísmicos*. IV Congreso Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales. "Replicas". SIRVE S.A, Lima.

- Corporación de Desarrollo Tecnológico. Cámara Chilena de la Construcción. (2011) Protección Sísmica de Estructuras. (Pp 8-12).Santiago de Chile, Ed. Trama Impresiones S.A. recuperado de: [http://descargas.coreduc.cl/Proteccion Sismica de Estructuras Febrero 2012 CLR v4.1.pdf](http://descargas.coreduc.cl/Proteccion_Sismica_de_Estructuras_Febrero_2012_CLR_v4.1.pdf)
- Den Hartog, J.P. (1985). Mechanical Vibrations, McGraw-Hill, Inc., New York.
- Domizio M. Ambrosini D. y Curadelli. (2013). Evaluación del Desempeño de Amortiguadores de Masa Sintonizados Frente a Sismos de Falla Cercana. Mecánica Computacional Vol XXXII, págs. 2115-2129, Mendoza, Argentina.
- Gómez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2008). Sistemas De Control Para La Protección De Estructuras Civiles Sometidas A Cargas dinámicas. Dyna, 75(155), 77-89.
- Lee.C.L, Chen Y. T, Chung L.Ly Wang Y.(2005) Optimal Desing Theories and Applications of Tuned Mass Damper.(pp 43-53).science direct. ELSEVIER Ltd
- Luca S.G y Pastia C. (2013) Passive Tuned Mass Damper for Seismic Protection, “Gheorghe Asachi” Technical University of Iași Faculty of Civil Engineering and Building Services Tomul LIX (LXIII), Fasc. 6.
- Miranda J.C (2005). On Tuned Mass Dampers for Reducing the Seismic Response of Structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. John Wiley & Sons, Ltd .34:847–865. DOI: 10.1002/eqe.461.
- Miranda J.C. (2014). Notes on Energy-Based Structural Dynamics and Structural Control. Managua, Nicaragua: ARDISA..
- Miranda J.C. Fundamentals of Tuned Mass Damper (TMDs) for Seismic Response Reduction. SEAOC Convention Proceedings. San Jose California.

- Miranda J.C (2015).Discussion of System Intrinsic Parameters of Tuned Mass Damper Used for Seismic Response Reduction. Structural Control Health Monit. John Wiley & Sons, Ltd.Doi: 10.1002/stc.1775
- Miranda J.C. Seismic Self-protection of buildings using Highly Damped Tuned Mass Dampers. Argentina
- Miranda J.C. (2012) A Method for tuning Tuned Mass Dampers for Seismic Applications. Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI:10.1002/eqe.2271.
- Mishra R. (2011) Application Of Tuned Mass Damper For Vibration Control Of Frame Structures Under Seismic Excitations. Tesis de Master de Tecnología en Ingeniería Estructural. Instituto Nacional de Rourkela. Recuperado de <http://ethesis.nitrkl.ac.in/2902/1/Rashmi.pdf>
- Moutinho C. (2011) An Alternative Methodology for Designing Tuned Mass Dampers to reduce Seismic Vibrations in Building Structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Porto, Portugal.
- Montanaro M.I. (2001) Sistemas de Control de Vibraciones en Estructuras de Gran Altura. Facultad de Ingeniería de la Universidad del Centro de Pcia. Buenos Aires, Argentina. Recuperado de: informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/viewFile/640/722
- Sadeck F. Mohraz R. Taylor A. y Chung R. (1996).A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications. Vol. 16 PP. 617-635 Dallas, Texas.
- Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A. W. y Chung, R. M. (1997), A Method Of Estimating The Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications. Earthquake. Engineering. Structures. 26: (pp. 617–635). Doi: 10.1002/ (sici) 1096-9845(199706)26:6<617: aid-eqe664>3.0.co; 2-z

- Salvi J., Rizzi. E. y Gavazzeni M (2014) Analysis on the Optimum Performance of Tuned Mass Damper Devices in the Context of Earthquake Engineering. Dipartimento di Ingegneria, Università di Bergamo, viale G. Marconi 5, I-24044 Dalmine (BG), Italy.
- Rana R., Soong T.T. (1998) Parametric Study and Simplified Design of Tuned Mass Damper. Engineering. Structures 20(3), (pp193–204) .ELSEVIER Science. Ltd.
- Villaverde R and L.A. Koyama (1993), Damped Resonant Appendages to Increase inherent damping in buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 22, pp.491-507.
- Warburton, G. B. (1982). Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(3), pp. 381-401.
- <https://es.scribd.com/>
- <http://aportesingecivil.com/>
- <https://es.slideshare.net/>
- <https://www.academia.edu/>
- <http://www.construaprende.com/>
- <http://estructurando.net/>
- <https://revistas.unal.edu.co>
- Ministerio de Transporte e Infraestructura MTI. (2007). Reglamento Nacional de Construcción RNC-07. Managua: MTI.
- SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, v.19.Computers and Structures Inc. (2017).
- Smath Studio Desktop. Ink.

- Mathcad 15.0.

-Excel Microsoft 2016.

ANEXO A

TABLAS DE CARGAS MUERTAS MINIMAS DEL RNC-07.

Tabla 1A. Cubiertas de techo (incluye material de fijación).

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35

Tabla 2A. Cielos rasos.

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5
Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Machihembre de ½"	7
Yeso con perfiles de aluminio	8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Tabla 3A. Cubierta de pisos.

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de Cerámica	30
Fibrocemento de 20 mm	22

Tabla 4A. Paredes.

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood 1/4" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

Tabla 5A. Materiales almacenables.

A.	ROCAS	Kg/m ³	C.	MATERIALES DIVERSOS	Kg/m ³
	Arenisca	2600		Alquitrán	1200
	Arenisca porosa y caliza porosa	2400		Asfalto	1300
	Basalto, diorita	3000		Caucho en plancha	1700
	Calizas compactas y mármoles	2800		Papel	1100
	Granito, sienita, diabasa, pórfido	2800		Plástico en plancha	2100
	Gneis	3000		Vidrio plano	2600
	Mármol	2700			
	Pizarra	2800	D.	METALES	
B.	MADERAS			Acero	7850
	Pochote	530		Hierro dulce	7800
	Pino Costeño	801		Fundición	7250
	Pino Ocote	660		Aluminio	2750
	Genízaro	513		Plomo	11400
	Cedro Macho	615		Cobre	8900
	Cedro Real	481		Bronce	8500
	Laurel hembra	561		Zinc	6900
		Kg/m ³			Kg/m ³
	Almendro	770		Estaño	7400
	Bálsamo	960		Latón	8500
	Roble	745		Mercurio	13600
	Caoba	500		Níquel	9000
	Cortez	960			
	Guayabo	738	E.	OTROS	
	Guayacán	1240		Vidrios	2500
	Laurel	565		Concreto asfáltico	2400
	Comenegro	950		Concreto estructural	2400
	Guapinol	930		Mortero	2200
	Níspero	1010		Losetas	2400
	Madero Negro	960		Cartón bituminado	600
	Mora	920		Asbesto – cemento	2500
	Melón	930		Leña	600
	Ñambar	1100		Tierra	1600

Tabla 6A. Materiales de construcción.

MATERIAL	kg/m ³
Arena	1500
Arena de Pómez	700
Cal en polvo	1000
Cal en terrón	1000
Cemento en sacos	1600
Cemento en polvo	1200
Grava	1700
Piedra cantera	1440
Acero Estructural	7850

ANEXO B

SECCIONES DE ACERO UTILIZADAS EN EL MODELO

Section Name: W21X83 Display Color: ☐

Section Notes:

Extract Data from Section Property File

Open File... C:\Program Files\Computers and Structures\SAP2000 18\aisc.pro Import...

Dimensions

Outside height (t3)	21.43
Top flange width (t2)	8.355
Top flange thickness (tf)	0.835
Web thickness (tw)	0.515
Bottom flange width (t2b)	8.355
Bottom flange thickness (tfb)	0.835

Section

Properties

Material: A992Fy50

Property Modifiers:

W 21x83 Vigas principales de entresijos.

Section Name: W18X50 Display Color: ☐

Section Notes:

Extract Data from Section Property File

Open File... C:\Program Files\Computers and Structures\SAP2000 18\aisc.pro Import...

Dimensions

Outside height (t3)	17.99
Top flange width (t2)	7.495
Top flange thickness (tf)	0.57
Web thickness (tw)	0.355
Bottom flange width (t2b)	7.495
Bottom flange thickness (tfb)	0.57

Section

Properties

Material: A992Fy50

Property Modifiers:

W 18x50 Secciones de viguetas de entresijos.

Section Name: W14X132 Display Color: ☐

Section Notes:

Extract Data from Section Property File

Open File... C:\Program Files\Computers and Structures\SAP2000 18\aisc.pro Import...

Dimensions

Outside height (t3)	14.66
Top flange width (t2)	14.725
Top flange thickness (tf)	1.03
Web thickness (tw)	0.645
Bottom flange width (t2b)	14.725
Bottom flange thickness (tfb)	1.03

Section

Properties

Material: A992Fy50

Property Modifiers:

Columnas del piso 1 al 4

Section Name: WT4X120 Display Color: ■

Section Notes:

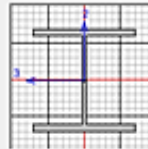
Extract Data from Section Property File

Open File:

Dimensions

Outside height (h)	14.48
Top flange width (b _f)	14.67
Top flange thickness (t _f)	0.94
Web thickness (t _w)	0.59
Bottom flange width (b _f)	14.67
Bottom flange thickness (t _f)	0.94

Material: A992Fy50

Section: 

Properties:

Columnas principales del piso 5 al 10.

Section Name: WT4X109 Display Color: ■

Section Notes:

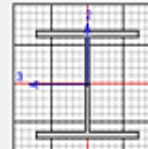
Extract Data from Section Property File

Open File:

Dimensions

Outside height (h)	14.32
Top flange width (b _f)	14.605
Top flange thickness (t _f)	0.86
Web thickness (t _w)	0.525
Bottom flange width (b _f)	14.605
Bottom flange thickness (t _f)	0.86

Material: A992Fy50

Section: 

Properties:

Columnas principales del piso 11 al 15

Section Name: WT4X99 Display Color: ■

Section Notes:

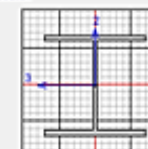
Extract Data from Section Property File

Open File:

Dimensions

Outside height (h)	14.16
Top flange width (b _f)	14.565
Top flange thickness (t _f)	0.78
Web thickness (t _w)	0.485
Bottom flange width (b _f)	14.565
Bottom flange thickness (t _f)	0.78

Material: A992Fy50

Section: 

Properties:

Columnas principales del piso 16 al 2

ANEXO C

PLANTA Y ELEVACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

